

高校土木工程专业规划教材

GAOXIAO TUMU GONGCHENG ZHUANYE GUIHUA JIAOCAI

# 土木工程专业毕业设计指导 房屋建筑工程卷

梁兴文 史庆轩 主编

TUMU GONGCHENG ZHUANYE  
BIYE SHEJI ZHIDAO  
FANGWU JIANZHU GONGCHENGJUAN

中国建筑工业出版社

高校土木工程专业规划教材

# 土木工程专业毕业设计指导

——房屋建筑工程卷

梁兴文 史庆轩 主编

中国建筑工业出版社



## 图书在版编目 (CIP) 数据

土木工程专业毕业设计指导——房屋建筑工程卷/梁兴文, 史庆轩主编. —北京: 中国建筑工业出版社, 2014. 4

高校土木工程专业规划教材

ISBN 978-7-112-16557-5

I. ①土… II. ①梁…②史… III. ①土木工程-毕业设计-高等学校-教学参考资料②房屋-建筑工程-毕业设计-高等学校-教学参考资料 IV. ①TU②TU71

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2014) 第 046988 号

本书为高等院校土木工程专业的教学参考书, 根据最新颁布的一系列建筑工程设计规范、标准, 紧密结合工程实际编写。内容包括结构设计概论、混凝土框架结构、剪力墙结构、框架—剪力墙结构和单层工业厂房结构房屋的结构设计。

本书着重阐明了房屋建筑结构设计的基本概念和要点, 给出了比较详细和完整的设计实例, 有利于读者掌握基本概念和设计方法。内容安排符合土木工程专业毕业设计的教学要求, 具有一定的系统性和完整性, 有利于提高学生的工程实践能力。本书文字通俗易懂, 论述由浅入深, 循序渐进, 便于自学理解。

本书可作为高等院校土木工程专业的教学辅导材料, 也可供相关专业的设计、施工和科研人员参考。

责任编辑: 王 跃 吉万旺

责任校对: 张 颖 赵 颖

## 高校土木工程专业规划教材 土木工程专业毕业设计指导

——房屋建筑工程卷

梁兴文 史庆轩 主编

\*

中国建筑工业出版社出版、发行 (北京西郊百万庄)

各地新华书店、建筑书店经销

霸州市顺浩图文科技发展有限公司制版

北京画中画印刷有限公司印刷

\*

开本: 787×1092 毫米 1/16 印张: 24 $\frac{3}{4}$  字数: 600 千字

2014 年 5 月第一版 2014 年 5 月第一次印刷

定价: 48.00 元

ISBN 978-7-112-16557-5

(25390)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

# 前 言

工科学生的毕业设计教学过程是学生毕业前的最后学习和综合训练阶段，是深化、拓宽、综合教学的重要过程。对培养学生的综合素质、工程实践能力和创新能力均起着非常重要的作用。

多年来的教学实践证明，土木工程专业的学生在掌握了数学、力学和各专业课程之后，做毕业设计时仍感到困惑，迫切需要一本毕业设计指导书。为此，我们基于“无师自通”的设想，编写了本书。

本书是根据最新颁布的一系列建筑工程设计规范、标准，紧密结合工程实际编写的，内容包括：混凝土结构设计概论、混凝土框架结构、剪力墙结构、框架-剪力墙结构和单层工业厂房结构房屋的结构设计。着重阐述了这四种房屋建筑结构设计的基本概念和要点，给出了比较详细和完整的设计实例。

本书由西安建筑科技大学土木工程学院的部分教师编写：第1章（梁兴文）、第2章（梁兴文、邓明科）、第3章（史庆轩、王秋维）、第4章（梁兴文、于婧）和第5章（李晓文）。由资深教授童岳生先生主审。陶毅副教授、门进杰副教授以及研究生党争、王英俊、田建波、邢朋涛、王朋、党王祯、王南、梁丹、刘贞珍、王斌、徐洁、王海、剡理帧等，为本书绘制了部分插图并做了部分计算工作。特在此对他们表示深切的感谢。

本书在编写过程中参考了大量国内外文献，引用了一些学者的资料，这在本书末的参考文献中已予列出。

希望本书能为读者的学习和工作提供帮助。鉴于作者水平有限，书中难免有错误及不妥之处，敬请读者批评指正。

# 目 录

<b>第 1 章 结构设计概论</b> .....	1
1.1 结构设计的基本原则 .....	1
1.2 建筑结构选型及结构布置 .....	1
1.3 结构上的作用及其作用效应组合 .....	6
1.4 水平地震作用及其效应组合.....	13
1.5 承载力及变形计算.....	18
1.6 基础设计.....	21
<b>第 2 章 钢筋混凝土框架结构房屋设计</b> .....	31
2.1 结构布置及计算简图.....	31
2.2 重力荷载及水平地震作用计算.....	33
2.3 水平荷载作用下框架结构的内力和位移计算.....	36
2.4 竖向荷载作用下框架结构内力计算.....	44
2.5 框架梁、柱内力组合.....	46
2.6 构件设计及构造措施.....	52
2.7 弹塑性变形验算.....	63
2.8 设计实例.....	66
<b>第 3 章 钢筋混凝土剪力墙结构房屋设计</b> .....	129
3.1 结构布置 .....	129
3.2 剪力墙结构内力和位移计算 .....	131
3.3 剪力墙截面设计 .....	141
3.4 剪力墙结构房屋设计要点及步骤 .....	153
3.5 设计实例 .....	157
<b>第 4 章 框架-剪力墙结构房屋设计</b> .....	218
4.1 结构布置 .....	218
4.2 框架-剪力墙结构内力和位移分析 .....	220
4.3 框架-剪力墙结构房屋设计要点及步骤 .....	228
4.4 设计实例 .....	234
<b>第 5 章 钢筋混凝土柱单层厂房结构设计</b> .....	304
5.1 结构布置及柱截面尺寸的初步拟定 .....	304
5.2 横向排架内力分析及内力组合 .....	308
5.3 横向抗震计算 .....	312
5.4 钢筋混凝土柱设计 .....	319
5.5 钢筋混凝土柱下单独基础设计 .....	324
5.6 纵向抗震计算 .....	329
5.7 设计实例 .....	340
<b>参考文献</b> .....	389

# 第 1 章 结构设计概论

## 1.1 结构设计的基本原则

结构设计的基本目的是应科学地解决结构物的可靠与经济这对矛盾，力求以最经济的途径，使所建造的结构以适当的可靠度满足各项预定功能的要求。结构的基本功能是由其用途所决定的，具体如下所述：

(1) 安全性。结构能承受在正常施工和正常使用时可能出现的各种作用（包括荷载及外加变形或约束变形）；当发生火灾时，在规定的时间内可保持足够的承载力；当发生爆炸、撞击、人为错误等偶然事件时，结构能保持必需的整体稳固性，不出现与起因不相称的破坏后果，防止出现结构的连续倒塌。对重要的结构，应采取必要的措施，防止出现结构的连续倒塌；对一般的结构，宜采取适当的措施，防止出现结构的连续倒塌。

(2) 适用性。结构在正常使用时具有良好的工作性能，如不发生过大的变形和过宽的裂缝等。

(3) 耐久性。结构在正常维护下具有足够的耐久性能，如结构材料的风化、腐蚀和老化不超过一定限度等。

安全性、适用性和耐久性总称结构的可靠性，也就是结构在规定的时间内（设计基准期为 50 年），在规定的条件下（正常设计、正常施工和正常使用），完成预定功能的能力。而结构可靠度则是结构可靠性的概率度量。结构设计中，增大结构的安全余量，如加大截面尺寸及配筋或提高对材料性能的要求，总是能满足预定功能要求的，但会使工程造价提高，导致结构设计经济效益降低。因此，科学的设计方法应在结构的可靠与经济之间选择一种最佳的平衡，以比较经济合理的方法，使所设计的结构具有适当的可靠度。

## 1.2 建筑结构选型及结构布置

### 1.2.1 结构类型及选择

建筑结构的分类方法很多，按结构所用材料分类时，可分为砌体结构（包括砖石和砌块砌体）、混凝土结构（包括混凝土、钢筋混凝土和预应力混凝土结构）、钢结构、混合结构及木结构等。其中混合结构是指由钢框架或型钢混凝土框架与钢筋混凝土筒体（或剪力墙）所组成的共同承受竖向和水平作用的高层建筑结构。

各类结构有其一定的适用范围，应根据其材料性能、结构形式、受力特点和建筑使用要求及施工条件等因素合理选择。一般来说，无筋砌体结构主要用于建造多层住宅、办公楼、教学楼以及小型单层工业厂房等；钢结构多用于建造超高层建筑以及有重型吊车、跨度大于 36m 或有特殊要求的工业厂房；混合结构主要用于建造超限高层建筑结构；其他情况均可采用钢筋混凝土结构。

结构选型实际上是选择合理的结构方案，是一项综合性很强的技术工作，必须慎重对待。

1.2.2 高层建筑的结构体系及选择

高层建筑常用的结构体系有框架结构、剪力墙结构、筒体结构以及它们的组合体系。

1. 框架结构体系

框架结构由梁、柱构件通过节点连接构成，它既承受竖向荷载，又承受水平荷载。

框架结构体系的优点是：建筑平面布置灵活，能获得大空间；建筑立面容易处理；结构自重较轻；计算理论比较成熟；在一定的高度范围内造价较低。其缺点是：侧向刚度较小，在地震作用下非结构构件（如填充墙、建筑装饰等）破坏较严重。因此，采用框架结构时应控制建筑物的层数和高度。我国的《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2010（以下简称《高层规程》）规定了框架房屋适用的最大高度，见表 1-1（A 级为常规高度的高层建筑）。

A 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度 (m) 表 1-1

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度				
			6 度	7 度	8 度		9 度
					0. 20g	0. 30g	
框架		70	60	50	40	35	—
框架-剪力墙		150	130	120	100	80	50
剪力墙	全部落地剪力墙	150	140	120	100	80	60
	部分框支剪力墙	130	120	100	80	50	不应采用
筒体	框架-核心筒	160	150	130	100	90	70
	筒中筒	200	180	150	120	100	80
板柱-剪力墙		110	80	70	55	40	不应采用

- 注：1. 表中框架不含异形柱框架；  
2. 部分框支剪力墙结构指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构；  
3. 甲类建筑，6、7、8 度时宜按本地区抗震设防烈度提高一度后符合本表的要求，9 度时应专门研究；  
4. 框架结构、板柱-剪力墙结构以及 9 度抗震设防的表列其他结构，当房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

2. 剪力墙结构体系

采用钢筋混凝土墙体承受水平荷载的结构体系，称为剪力墙结构体系。在地震区，因其主要用于承受水平地震力，故也称为抗震墙。

剪力墙结构体系的侧向刚度大，结构的水平位移小。但是其结构自重重大，建筑平面布置局限性大，较难获得较大的建筑空间。因此，剪力墙结构体系适用于高层住宅、宾馆等建筑。《高层规程》规定的剪力墙结构房屋适用的最大高度见表 1-1 和表 1-2（B 级为超限高层建筑）。

3. 框架-剪力墙结构体系

为了充分发挥框架结构“建筑平面布置灵活”和剪力墙结构“侧移刚度大”的特点，当建筑物需要有较大空间且其高度超过了框架结构的合理高度时，可采用框架和剪力墙共同工作的结构体系。在框架结构中，加上一定数量的剪力墙，形成框架-剪力墙结构体系，其中剪力墙承担大部分水平荷载，而框架只承担较小的一部分水平荷载。

B 级高度钢筋混凝土高层建筑的**最大适用高度 (m)**

表 1-2

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度			
			6 度	7 度	8 度	
					0.2g	0.3g
框架-剪力墙		170	160	140	120	100
剪力墙	全部落地剪力墙	180	170	150	130	110
	部分框支剪力墙	150	140	120	110	80
筒体	框架-核心筒	220	210	180	140	120
	筒中筒	300	280	230	170	150

注：1. 部分框支剪力墙结构指地面上有部分框支剪力墙的剪力墙结构；  
2. 甲类建筑，6、7 度时宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的要求，8 度时应专门研究；  
3. 当房屋高度超过表中数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效措施。

框架-剪力墙结构体系常用于建造高层办公楼、教学楼等需要有较大空间的房屋，亦可用于建造高层住宅、宾馆等建筑，其适用的最大高度见表 1-1 和表 1-2。

4. 筒体结构体系

筒体结构属于整体刚度很大的结构体系。由于它能提供很大的建筑空间和建筑高度，建筑物内部空间的划分可以灵活多变。因此，它广泛应用于多功能、多用途的超高层建筑中。筒体结构房屋适用的最大高度见表 1-1 和表 1-2。

除上述几种结构体系外，高层建筑中还有板柱-剪力墙、框支剪力墙（带转换层高层建筑结构）、框架-核心筒、带伸臂框架-核心筒（带加强层高层建筑结构）、筒中筒以及巨形框架等结构体系。设计时应综合考虑房屋的重要性、设防烈度、场地条件、房屋高度、地基基础以及材料供应和施工条件，并结合结构体系的经济、技术指标，选择最合适的结构体系。

高层建筑除应满足表 1-1 和表 1-2 所规定的最大适用高度限值外，其高宽比不宜超过表 1-3 的规定。

钢筋混凝土高层建筑结构适用的**最大高宽比**

表 1-3

结 构 类 型	非抗震设计	抗 震 设 防 烈 度		
		6 度、7 度	8 度	9 度
框架	5	4	3	—
板柱-剪力墙	6	5	4	—
框架-剪力墙、剪力墙	7	6	5	4
框架-核心筒	8	7	6	4
筒中筒	8	8	7	5

1.2.3 高层建筑的结构布置

1. 结构平面布置

震害资料表明，凡是建筑体型不规则，平面上凸出凹进，立面上高低错落，其震害均比较严重；建筑体型简单规则，震害均比较轻。因此，需要抗震设防的高层建筑，其平面布置应符合下列要求：（1）平面宜简单、规则、对称，减少偏心，否则应考虑扭转的不利影响；（2）平面长度不宜过长，突出部分长度  $l$  不宜过大，凹角处宜采取加强措施



(图 1-1);  $L$ 、 $l$  等值宜满足表 1-4 的要求; (3) 不宜采用角部重叠的平面图形或细腰形平面图形。对于井字形等外伸长度较大的建筑, 当中央部分楼、电梯间使楼板过分削弱时, 宜在外伸凹槽处设置连接梁或连接板。

**L、l 的限值** 表 1-4

设防烈度	$L/B$	$l/B_{\max}$	$l/b$
6、7 度	$\leq 6.0$	$\leq 0.35$	$\leq 2.0$
8、9 度	$\leq 5.0$	$\leq 0.30$	$\leq 1.5$

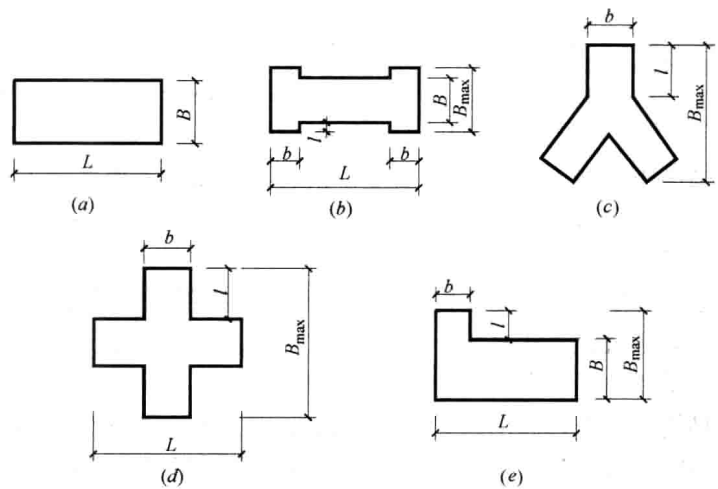


图 1-1 建筑平面

## 2. 结构竖向布置

建筑的立面和竖向剖面力求规则, 结构的侧向刚度均匀变化, 避免刚度突变; 竖向抗侧力构件截面和材料强度等级自下而上逐渐减小, 宜避免抗侧力结构的承载力突变。抗震设计时, 对框架结构, 楼层与上部相邻楼层的侧向刚度比  $\gamma_1$  不宜小于 0.7, 与上部相邻三层侧向刚度比  $\gamma_1$  的平均值不宜小于 0.8; 对框架-剪力墙和板柱-剪力墙结构、剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构, 楼层与上部相邻楼层侧向刚度比  $\gamma_2$  不宜小于 0.9, 楼层层高大于相邻上部楼层层高 1.5 倍时, 不应小于 1.1, 底部嵌固楼层不应小于 1.5。 $\gamma_1$  和  $\gamma_2$  分别按下式计算:

$$\gamma_1 = \frac{V_i/\Delta_i}{V_{i+1}/\Delta_{i+1}}, \quad \gamma_2 = \frac{V_i/(\Delta_i/h_i)}{V_{i+1}/(\Delta_{i+1}/h_{i+1})} \tag{1-1}$$

式中  $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$ ——分别表示不考虑和考虑层高修正的楼层侧向刚度比;

$V_i$ 、 $V_{i+1}$ ——分别表示第  $i$  层和第  $i+1$  层的地震剪力标准值;

$\Delta_i$ 、 $\Delta_{i+1}$ ——分别表示第  $i$  层和第  $i+1$  层的层间位移;

$h_i$ 、 $h_{i+1}$ ——分别表示第  $i$  层和第  $i+1$  层的层高。

楼层抗侧力结构的层间受剪承载力是指在所考虑的水平地震作用方向上, 该层全部柱、剪力墙、斜撑的受剪承载力之和。为防止楼层抗侧力结构的承载能力突变导致薄弱层破坏, A 级高度高层建筑的楼层抗侧力结构的层间受剪承载力不宜小于其相邻上一层受剪承载力的 80%, 不应小于其相邻上一层受剪承载力的 65%; B 级高度高层建筑的楼层

层间抗侧力结构的受剪承载力不应小于其相邻上一层受剪承载力的 75%。

设计中一般是沿竖向分段改变构件截面尺寸和混凝土强度等级，每次改变，柱截面尺寸宜减小 100~150mm，剪力墙厚度减小 50mm，混凝土强度等级降低一级为宜。柱、墙截面尺寸减小和混凝土等级降低宜错开楼层，避免同层同时改变。

底层取消部分墙柱形成空旷房间，底部采用部分框支剪力墙或中部楼层部分剪力墙被取消时，应采取有效措施（如加大已有墙柱的截面尺寸、提高这些楼层的混凝土强度等级等）防止由于刚度改变而产生的不利影响。

3. 变形缝的设置

在设计中宜调整平面形状和尺寸，采用构造和施工措施，不设伸缩缝、防震缝和沉降缝。当需要设缝时应使三缝合一，并将房屋结构划分为独立的结构单元。

(1) 当高层建筑结构未采取可靠措施时，其伸缩缝间距不宜超出表 1-5 的限值。

伸缩缝的最大间距		表 1-5
结构体系	施工方法	最大间距(m)
框架结构	现浇	55
剪力墙结构	现浇	45

- 注：1. 框架-剪力墙的伸缩缝间距可根据结构的具体布置情况取表中框架结构与剪力墙结构之间的数值；  
2. 当屋面无保温或隔热措施、混凝土的收缩较大或室内结构因施工外露时间较长时，伸缩缝间距应适当减小；  
3. 位于气候干燥地区、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构，伸缩缝的间距宜适当减小。

当采用下列构造措施和施工措施减少温度和混凝土收缩对结构的影响时，可适当放宽伸缩缝的间距：顶层、底层、山墙和纵墙端开间等温度变化影响较大的部位提高配筋率；顶层加强保温隔热措施，外墙设置外保温层；每 30~40m 间距留出施工后浇带，带宽 800~1000mm，钢筋采用搭接接头，后浇带混凝土宜在两个月后浇灌；顶部楼层改用刚度较小的结构形式或顶部设局部温度缝，将结构划分为长度较短的区段；采用收缩较小的水泥、减小水泥用量、在混凝土中加入适量的外加剂；提高每层楼板的构造配筋率或采用部分预应力混凝土楼盖结构等。

(2) 当房屋平面各项尺寸超过表 1-4 的限值而无加强措施或房屋有较大错层以及各部分结构的刚度或荷载相差悬殊而又未采取有效措施时，宜设防震缝。防震缝的最小宽度应符合下列要求：框架结构房屋，当高度不超过 15m 时可采用 100mm；超过 15m 的部分，6 度、7 度、8 度和 9 度相应每增加高度 5m、4m、3m 和 2m，宜加宽 20mm；框架-剪力墙和剪力墙结构房屋的防震缝宽度，可分别按相同高度框架结构房屋防震缝宽度的 70% 和 50% 采用，同时均不宜小于 100mm。

防震缝两侧结构体系不同时，防震缝宽度应按不利的结构类型确定；防震缝两侧的房屋高度不同时，防震缝宽度应按较低的房屋高度确定。

(3) 房屋的高层部分与裙房之间采取下列措施后可连为整体而不设沉降缝：采用桩基础，桩支承在基岩上；或采取减少沉降的有效措施并经计算，沉降差在允许范围内；主楼与裙房采用不同的基础形式，并宜先施工主楼，后施工裙房，调整土压力使后期沉降基本接近；地基承载力较高、沉降计算较为可靠时，主楼和裙房的标高预留沉降差，先施工主

楼，后施工裙房，使两者标高最终基本一致。

#### 1.2.4 屋盖（楼面）体系的选择

高层建筑中各竖向抗侧力结构（框架、剪力墙、筒体等）是依靠水平楼面结构连为整体的，水平力通过楼板平面进行传递和分配。因此，要求楼板在自身平面内有足够大的刚度。对需要进行抗震设防、房屋高度超过 50m 时，剪力墙结构和框架结构宜采用现浇楼盖结构，框架-剪力墙结构应采用现浇楼盖结构。房屋高度不超过 50m 时，8、9 度抗震设计的框架-剪力墙结构宜采用现浇楼盖结构；6、7 度抗震设计的框架-剪力墙结构可采用装配整体式楼盖，且应符合下列要求：

（1）楼盖每层宜设置钢筋混凝土现浇层。现浇层厚度不应小于 50mm，混凝土强度等级不应低于 C20，不宜高于 C40，并应双向配置 6~8mm、间距 150~200mm 的钢筋网，钢筋应锚固在剪力墙内。

（2）楼盖的预制板板缝宽度不宜小于 40mm，板缝大于 40mm 时应在板缝内配置钢筋，并宜贯通整个结构单元。预制板板缝、板缝梁的混凝土强度等级应高于预制板的混凝土强度等级，且不应低于 C20。

房屋的顶层、结构转换层、平面复杂或开洞过大的楼层、作为上部结构嵌固部位的地下室楼层应采用现浇楼面结构。一般楼层现浇楼板厚度不应小于 80mm，当板内预埋暗管时不宜小于 100mm；顶层楼板厚度不宜小于 120mm，宜双层双向配筋；转换层楼板和地下室顶板的厚度不宜小于 180mm，混凝土强度等级不宜低于 C30，应采用双层双向配筋，且每层每个方向的配筋率不宜小于 0.25%。

### 1.3 结构上的作用及其作用效应组合

施加在结构上的集中力或分布力和引起结构外加变形和约束变形的原因，统称为结构上的作用。结构构件自重、楼面上的人群和各种物品的重量、设备重量、风压及雪压等，一般称为直接作用，习惯上称为荷载；温度变化、结构材料的收缩和徐变、地基不均匀沉降及地震等，也能使结构产生效应，一般称为间接作用。直接作用或间接作用在结构内产生的内力（如轴力、弯矩、剪力和扭矩）和变形（如挠度、转角和裂缝等），称为作用效应；仅由荷载产生的效应，称为荷载效应。

结构上的荷载分为永久荷载（恒荷载）、可变荷载（活荷载）和偶然荷载（如地震作用、爆炸力、撞击力等）。

荷载有四种代表值，即标准值、频遇值、准永久值和组合值，其中标准值是荷载的基本代表值，其他代表值是以标准值乘以相应的系数后得出的。荷载标准值是结构在使用期间，在正常情况下，可能出现的具有一定保证率的偏大荷载值。荷载频遇值是指在结构上时而出现的较大荷载值，即在设计基准期间，其超越的总时间为规定的较小比率或超越次数为规定次数的荷载值。荷载准永久值是指在结构上经常作用的荷载值，即在设计基准期间，超越的总时间约为设计基准期一半的荷载值。当有多种可变荷载同时作用在结构上时，为了能使该结构产生的总效应与只有一个可变荷载作用时所产生的效应有最佳的一致性，通常将某些可变荷载的标准值乘以组合值系数予以折减，折减后的荷载值为荷载组合值。

### 1.3.1 重力荷载

#### 1. 永久荷载

建筑结构中的屋面、楼面、墙体、梁柱等构件自重以及找平层、保温层、防水层等重量都是永久荷载，通常称为恒载。永久荷载标准值可按结构构件的设计尺寸和材料单位体积的自重计算确定，对常用材料和构件的自重可从《建筑结构荷载规范》GB 50009—2012（以下简称《荷载规范》）附表 A.1 中查得，表 1-6 列出了其中最常用的几种。对某些自重变异较大的材料和构件（如现场制作的保温材料、混凝土薄壁构件等），考虑到结构的可靠度，在设计时应根据该荷载对结构有利或不利影响，取其自重上限值或下限值。

常用材料和构件自重表

表 1-6

名称	自重 (kN/m <sup>3</sup> )	备注	名称	自重 (kN/m <sup>2</sup> )	备注
石灰砂浆、混合砂浆	17.0		小瓷砖地面	0.55	包括水泥粗砂打底
水泥砂浆	20.0		水磨石地面	0.65	10mm 面层, 20mm 水泥砂浆打底
水泥垭石砂浆	5.0~8.0		缸砖地面	1.7~2.1	60mm 砂垫层, 53mm 面层平铺
素混凝土	22.0~24.0	振捣或不振捣	缸砖地面	3.3	60mm 砂垫层, 115mm 面层, 侧铺
泡沫混凝土	4.0~6.0		硬木地板	0.2	厚 25mm, 剪力撑、钉子等自重在内, 不包括格栅自重
加气混凝土	5.5~7.5	单块	双面抹灰板隔墙	0.9	每面抹灰厚 16~24mm, 龙骨在内
粉煤灰陶砾混凝土	19.5		单面抹灰板隔墙	0.5	灰厚 16~24mm, 龙骨在内
钢筋混凝土	24.0~25.0		贴瓷砖墙面	0.5	包括水泥砂浆打底, 共厚 25mm
浆砌普通砖	18.0		水泥粉刷墙面	0.36	20mm 厚, 包括打底
浆砌机砖	19.0		水磨石墙面	0.55	25mm 厚, 包括打底
浆砌缸砖	21.0		水刷石墙面	0.5	25mm 厚, 包括打底
焦渣空心砖	10.0		石灰粗砂粉刷	0.34	20mm 厚
水泥空心砖	9.8		木屋架	0.07+ 0.007 <i>l</i>	按屋面水平投影面积计算, 跨度 <i>l</i> 以 m 计
蒸压粉煤灰砖	14.0~16.0		钢屋架	0.12+ 0.011 <i>l</i>	无天窗, 包括支撑, 按屋面水平投影面积计算, 跨度 <i>l</i> 以 m 计
蒸压粉煤灰加气混凝土砌块	5.5		木框玻璃窗	0.2~0.3	
粉煤灰泡沫砌块砌体	8.0~8.5		钢框玻璃窗	0.4~0.5	
土坯砖砌体	16.0		木门	0.1~0.2	
黏土砖空斗砌体	15.0	承重	钢铁门	0.4~0.45	

#### 2. 楼面均布活荷载

民用建筑楼面均布活荷载的标准值及其组合值、频遇值和准永久值系数，应按表 1-7

的规定采用。由于表 1-7 所规定的楼面均布荷载标准值是以楼板的等效均布活荷载为依据的，故在设计楼板时可以直接取用；而在设计楼面梁、墙、柱及基础时，表中的楼面活荷载标准值在下列情况下应乘以规定的折减系数。

(1) 设计楼面梁时的折减系数

表中第 1 (1) 项当楼面梁从属面积超过 25m<sup>2</sup> 时，取 0.9；第 1 (2)~7 项当楼面梁从属面积超过 50m<sup>2</sup> 时取 0.9；第 9~12 项采用与所属房屋类别相同的折减系数。

(2) 设计墙、柱和基础时的折减系数

表中第 1 (1) 项按表 1-8 的规定采用；表 1 (2)~7 项采用与楼面梁相同的折减系数；第 9~12 项采用与所属房屋类别相同的折减系数。

民用建筑楼面均布活荷载标准值及其组合值、频遇值和准永久值系数 表 1-7

项次	类 别			标准值 (kN/m <sup>2</sup> )	组合值 系数 $\psi_c$	频遇值 系数 $\psi_f$	准永久值 系数 $\psi_q$
1	(1)住宅、宿舍、旅馆、办公楼、医院病房、托儿所、幼儿园			2.0	0.7	0.5	0.4
	(2)试验室、阅览室、会议室、医院门诊室			2.0	0.7	0.6	0.5
2	教室、食堂、餐厅、一般资料档案室			2.5	0.7	0.6	0.5
3	(1)礼堂、剧场、影院、有固定座位的看台			3.0	0.7	0.5	0.3
	(2)公共洗衣房			3.0	0.7	0.6	0.5
4	(1)商店、展览厅、车站、港口、机场大厅及其旅客等候室			3.5	0.7	0.6	0.5
	(2)无固定座位的看台			3.5	0.7	0.5	0.3
5	(1)健身房、演出舞台			4.0	0.7	0.6	0.5
	(2)运动场、舞厅			4.0	0.7	0.6	0.3
6	(1)书库、档案库、储藏室			5.0	0.9	0.9	0.8
	(2)密集柜书库			12.0	0.9	0.9	0.8
7	通风机房、电梯机房			7.0	0.9	0.9	0.8
8	汽车通道及客车停车库	(1)单向板楼盖(板跨不小于 2m)和双向板楼盖(楼板跨度不小于 3m×3m)	客车	4.0	0.7	0.7	0.6
			消防车	35.0	0.7	0.5	0.0
		(2)双向板楼盖(板跨不小于 6m×6m)和无梁楼盖(柱网不小于 6m×6m)	客车	2.5	0.7	0.7	0.6
			消防车	20.0	0.7	0.5	0.0
9	厨房	(1)餐厅	4.0	0.7	0.7	0.7	
		(2)其他	2.0	0.7	0.6	0.5	
10	浴室、厕所、盥洗室			2.5	0.7	0.6	0.5
11	走廊、门厅	(1)宿舍、旅馆、医院病房、托儿所、幼儿园、住宅	2.0	0.7	0.5	0.4	
		(2)办公楼、餐厅、医院门诊部	2.5	0.7	0.6	0.5	
		(3)教学楼及其他可能出现人员密集的情况	3.5	0.7	0.5	0.3	
12	楼梯	(1)多层住宅	2.0	0.7	0.5	0.4	
		(2)其他	3.5	0.7	0.5	0.3	
13	阳台	(1)可能出现人员密集的情况	3.5	0.7	0.6	0.5	
		(2)其他	2.5	0.7	0.6	0.5	

注：1. 本表所给各项活荷载适用于一般使用条件，当使用荷载较大、情况特殊或有专门要求时，应按实际情况采用。  
2. 第 6 项书库活荷载当书架高度大于 2m 时，书库活荷载尚应按每米书架高度不小于 2.5kN/m<sup>2</sup> 确定。  
3. 第 8 项中的客车活荷载仅适用于停放载人少于 9 人的客车；消防车活荷载适用于满载总重为 300kN 的大型车辆；当不符合本表的要求时，应将车轮局部荷载按结构效应的等效原则，换算为等效均布荷载；  
4. 第 8 项消防车活荷载，当双向板楼盖板跨介于 3m×3m~6m×6m 之间时，应按跨度线性插值确定；  
5. 第 12 项楼梯活荷载，对预制楼梯踏步平板，尚应按 1.5kN 集中荷载验算；  
6. 本表各项荷载不包括隔墙自重和二次装修荷载。对固定隔墙的自重应按永久荷载考虑，当隔墙位置可灵活自由布置时，非固定隔墙的自重应取不小于 1/3 的每延米长墙重 (kN/m) 作为楼面活荷载的附加值 (kN/m<sup>2</sup>) 计入，且附加值不应小于 1.0kN/m<sup>2</sup>。

楼面梁的从属面积可按梁两侧各延伸 1/2 梁间距的范围内的实际面积确定。

活荷载按楼层的折减系数

表 1-8

墙、柱、基础计算截面以上的层数	1	2~3	4~5	6~8	9~20	>20
计算截面以上各楼层活荷载总和的折减系数	1.00(0.90)	0.85	0.70	0.65	0.60	0.55

注：当楼面梁的从属面积超过 25m<sup>2</sup> 时，可采用括号内的系数。

工业建筑楼面在生产使用或安装检修时，由设备、管道、运输工具及可能拆移的隔墙产生的局部荷载，均按实际情况考虑，可采用均布活荷载代替。对于无设备区域的操作荷载，包括操作人员、一般工具、零星原料和成品的自重，可按均布活荷载考虑，采用 2.0kN/m<sup>2</sup>。生产车间的楼梯活荷载，可按实际情况采用，但不宜小于 3.5 kN/m<sup>2</sup>。

### 3. 屋面均布活荷载

工业与民用房屋的屋面，其水平投影面上的屋面均布活荷载应按表 1-9 采用。

屋面均布活荷载

表 1-9

项次	类 别	标 准 值 (kN/m <sup>2</sup> )	组合值系数 $\psi_c$	频遇值系数 $\psi_f$	准永久值系数 $\psi_q$
1	不上人的屋面	0.5	0.7	0.5	0
2	上人的屋面	2.0	0.7	0.5	0.4
3	屋顶花园	3.0	0.7	0.6	0.5
4	屋顶运动场地	3.0	0.7	0.6	0.4

注：1. 不上人的屋面，当施工或维修荷载较大时，应按实际情况采用；对不同类型的结构应按有关设计规范的规定采用，但不得低于 0.3kN/m<sup>2</sup>；

2. 当上人的屋面兼作其他用途时，应按相应楼面活荷载采用；

3. 对于因屋面排水不畅、堵塞等引起的积水荷载，应采取构造措施加以防止；必要时，应按积水的可能深度确定屋面活荷载；

4. 屋顶花园活荷载不应包括花圃土石等材料自重。

### 4. 雪荷载

屋面水平投影面上的雪荷载标准值  $S_k$ ，应按下式计算：

$$S_k = \mu_r S_0 \quad (1-2)$$

式中  $S_0$ ——基本雪压，系以当地一般空旷平坦地面上统计所得 50 年重现期的最大积雪的自重确定，应按《荷载规范》全国基本雪压分布图及有关的数据采用；

$\mu_r$ ——屋面积雪分布系数，屋面坡度  $\alpha \leq 25^\circ$  时， $\mu_r$  取 1.0，其他情况可按《荷载规范》采用。

雪荷载的组合值系数可取 0.7；频遇值系数可取 0.6；准永久值系数按雪荷载分区 I、II 和 III 的不同，分别取 0.5、0.2 和 0。

### 1.3.2 风荷载

垂直于建筑物表面上的风荷载标准值  $w_k$  (kN/m<sup>2</sup>)，当计算主要承重结构时应按下式计算：

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_r w_0 \quad (1-3)$$

式中  $w_0$ ——基本风压 (kN/m<sup>2</sup>)，应按《荷载规范》全国基本风压分布图及附表 E.5 给出的数据采用，但不得小于 0.3kN/m<sup>2</sup>；

$\mu_s$ ——风荷载体型系数，应按《荷载规范》第 8.3 节的规定采用；



$\mu_z$ ——风压高度变化系数，应按表 1-10 的规定采用；

$\beta_z$ ——高度  $z$  处的风振系数。

基本风压系以当地比较空旷平坦地面上离地 10m 高统计所得的 50 年一遇 10 分钟平均最大风速  $v_0$  (m/s) 为标准，按  $w_0 = \frac{1}{2} \rho v_0^2$  确定的风压， $\rho$  为空气密度 (t/m<sup>3</sup>)。

风压高度变化系数  $\mu_z$  表 1-10

离地面或海平面高度 (m)	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.09	1.00	0.65	0.51
10	1.28	1.00	0.65	0.51
15	1.42	1.13	0.65	0.51
20	1.52	1.23	0.74	0.51
30	1.67	1.39	0.88	0.51
40	1.79	1.52	1.00	0.60
50	1.89	1.62	1.10	0.69
60	1.97	1.71	1.20	0.77
70	2.05	1.79	1.28	0.84
80	2.12	1.87	1.36	0.91
90	2.18	1.93	1.43	0.98
100	2.23	2.00	1.50	1.04
150	2.46	2.25	1.79	1.33
200	2.64	2.46	2.03	1.58
250	2.78	2.63	2.24	1.81
300	2.91	2.77	2.43	2.02
350	2.91	2.91	2.60	2.22
400	2.91	2.91	2.76	2.40
450	2.91	2.91	2.91	2.58
500	2.91	2.91	2.91	2.74
≥550	2.91	2.91	2.91	2.91

风压高度变化系数是指某类地表上空某高度处的风压与基本风压的比值，该系数取决于地面粗糙度。地面粗糙度分为 A、B、C、D 四类：A 类指近海海面 and 海岛、海岸、湖岸及沙漠地区；B 类指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇；C 类指有密集建筑群的城市市区；D 类指有密集建筑群且房屋较高的城市市区。

对于高度大于 30m 且高宽比大于 1.5 的房屋，应考虑风压脉动对结构产生顺风向风振的影响。仅考虑结构第一振型的影响，结构在  $z$  高度处的风振系数  $\beta_z$  按下式计算：

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z\sqrt{1+R^2}$$

(1-4)

式中  $g$ ——峰值因子，可取 2.5；

$I_{10}$ ——10m 高度名义湍流强度，对应 A、B、C 和 D 类地面粗糙度，可分别取 0.12、

0.14、0.23 和 0.39；

$R$ ——脉动风荷载的共振分量因子；

$B_z$ ——脉动风荷载的背景分量因子。

脉动风荷载的共振分量因子按下式计算：

$$R=\sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1}\frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} \tag{1-5}$$

$$x_1=\frac{30f_1}{\sqrt{k_w}w_0} \quad (x_1>5) \tag{1-6}$$

式中  $f_1$ ——结构第 1 阶自振频率 (Hz)；

$k_w$ ——地面粗糙度修正系数，对 A、B、C 和 D 类地面粗糙度，分别取 1.28、1.0、0.54 和 0.26；

$\zeta_1$ ——结构阻尼比，对钢筋混凝土及砌体结构可取 0.05。

对体型和质量沿高度均匀分布的高层建筑，脉动风荷载的背景分量因子按下式计算：

$$B_z=kH^{a_1}\rho_x\rho_z\frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)} \tag{1-7}$$

式中  $\phi_1(z)$ ——结构第 1 阶振型系数，可由结构动力计算确定；迎风面宽度较大的高层建筑，当剪力墙和框架均起主要作用时，其振型系数可按表 1-11 采用；

$H$ ——结构总高度 (m)；

$\rho_x$ ——脉动风荷载水平方向相关系数；

$\rho_z$ ——脉动风荷载竖直方向相关系数；

$k$ 、 $a_1$ ——系数，对高层建筑按表 1-12 取值。

高层建筑的振型系数 表 1-11

相对高度	振 型 序 号			
$z/H$	1	2	3	4
0.1	0.02	-0.09	0.22	-0.38
0.2	0.08	-0.30	0.58	-0.73
0.3	0.17	-0.50	0.70	-0.40
0.4	0.27	-0.68	0.46	0.33
0.5	0.38	-0.63	-0.03	0.68
0.6	0.45	-0.48	-0.49	0.29
0.7	0.67	-0.18	-0.63	-0.47
0.8	0.74	0.17	-0.34	-0.62
0.9	0.86	0.58	0.27	-0.02
1.0	1.00	1.00	1.00	1.00

系数  $k$  和  $a_1$  表 1-12

粗糙度类别		A	B	C	D
高层建筑	$k$	0.944	0.670	0.295	0.112
	$a_1$	0.155	0.187	0.261	0.346

脉动风荷载的空间相关系数  $\rho_z$  和  $\rho_x$  可按下列规定确定：

1) 竖直方向的相关系数  $\rho_z$ :

$$\rho_z = \frac{10\sqrt{H+60e^{-H/60}}-60}{H} \quad (1-8)$$

式中  $H$ ——结构总高度 (m), 对 A、B、C 和 D 类地面粗糙度,  $H$  的取值分别不应大于 300m、350m、450m 和 550m。

2) 水平方向的相关系数  $\rho_x$ :

$$\rho_x = \frac{10\sqrt{B+50e^{-B/50}}-50}{B} \quad (1-9)$$

式中  $B$ ——结构迎风面宽度 (m),  $B \leq 2H$ 。

钢筋混凝土框架、剪力墙和框架-剪力墙结构的基本周期可按下列近似公式计算。

钢筋混凝土框架和框架-剪力墙结构:

$$T_1 = 0.25 + 0.53 \times 10^{-3} H^2 / \sqrt[3]{B} \quad (1-10)$$

钢筋混凝土剪力墙结构:

$$T_1 = 0.03 + 0.03 H / \sqrt[3]{B} \quad (1-11)$$

式中  $H$ ——房屋总高度 (m);

$B$ ——房屋总宽度 (m)。

风荷载的组合值、频遇值和准永久值系数可分别取 0.6、0.4 和 0。

### 1.3.3 作用效应组合

结构或结构构件在使用期间, 可能遇到同时承受永久荷载和两种以上可变荷载的情况。但这些荷载同时都达到它们在设计基准期内的最大值的概率较小, 且对某些控制截面来说, 并非全部可变荷载同时作用时其内力最大。因此, 应进行荷载效应的最不利组合。

由可变荷载效应控制的组合:

$$S = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G_i} S_{G_{ik}} + \gamma_P S_P + \gamma_{Q_1} \gamma_{L1} S_{Q_{1k}} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q_j} \psi_{cj} \gamma_{Lj} S_{Q_{jk}} \quad (1-12)$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$S = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G_i} S_{G_{ik}} + \gamma_P S_P + \gamma_L \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q_j} \psi_{cj} S_{Q_{jk}} \quad (1-13)$$

式中  $S_{G_{ik}}$ ——第  $i$  个永久作用标准值的效应;

$S_P$ ——预应力作用有关代表值的效应;

$S_{Q_{1k}}$ ——第 1 个可变作用 (主导可变作用) 标准值的效应;

$S_{Q_{jk}}$ ——第  $j$  个可变作用标准值的效应。

$\gamma_{G_i}$ ——第  $i$  个永久作用的分项系数, 当其效应对结构不利时, 按式 (1-12) 计算时, 取 1.2; 按式 (1-13) 计算时, 取 1.35; 当其效应对结构有利时, 一般情况下取 1.0;

$\gamma_P$ ——预应力作用的分项系数;

$\gamma_{Q_1}$ ——第 1 个可变作用 (主导可变作用) 的分项系数;

$\gamma_{Q_j}$ ——第  $j$  个可变作用的分项系数;

$\gamma_{L1}$ 、 $\gamma_{Lj}$ ——第 1 个和第  $j$  个关于结构设计使用年限的荷载调整系数, 设计使用年限为 50 年时取 1.0, 设计使用年限为 100 年时取 1.1;

$\phi_{cj}$ ——第  $j$  个可变作用的组合值系数。

可变荷载的分项系数，一般情况下取 1.4，对荷载标准值大于  $4\text{kN/m}^2$  的工业房屋楼面结构的活荷载取 1.3。

## 1.4 水平地震作用及其效应组合

### 1.4.1 一般原则

地震发生时，对结构既可产生任意方向的水平作用，也能产生竖向作用。一般来说，水平地震作用是主要的，但在某些情况下也不能忽略竖向地震作用。我国的《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010（以下简称《抗震规范》）对此作出如下规定：

(1) 一般情况下，应至少在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用，各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担。

(2) 有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于  $15^\circ$  时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

(3) 质量和刚度分布明显不对称的结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，应允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。

(4) 8 度和 9 度时的大跨度和长悬臂结构及 9 度时的高层建筑，应计算竖向地震作用。8 度和 9 度时采用隔震设计的建筑结构，应按有关规定计算竖向地震作用。

### 1.4.2 计算地震作用的反应谱法

根据大量的强震记录，求出结构在不同自振周期或频率时的地震最大反应，取这些反应的包线，称为反应谱。以反应谱为依据进行抗震设计，则结构在以这些地震记录为基础的地震作用下是安全的，故称反应谱法。利用反应谱，可很快求出各种地震干扰下的反应最大值，因而此法被广泛应用。

以反应谱为基础，有两种实用方法：

#### (1) 振型分解反应谱法

此法是把结构作为多自由度体系，利用反应谱进行计算。对于任何工程结构，均可用此法进行地震反应分析。

#### (2) 底部剪力法

对于多自由度体系，若计算地震反应时主要考虑基本振型的影响，则计算可以大大简化，此法为底部剪力法，是一种近似方法。它适用于高度不超过 40m，以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构，以及近似于单质点体系的结构。

用反应谱法计算地震反应，应解决两个主要问题：计算建筑的重力荷载代表值；根据结构的自振周期确定相应的地震影响系数。

#### 1. 重力荷载代表值

重力荷载代表值是指结构和构配件自重标准值和各可变荷载组合值之和，是表示地震发生时根据遇合概率确定的“有效重力”。各可变荷载的组合值系数，应按表 1-13 采用。

#### 2. 地震影响系数

地震影响系数  $\alpha$  是单质点弹性体系的绝对最大加速度与重力加速度的比值，它除与结构自振周期有关外，还与结构的阻尼比等有关。根据地震烈度、场地类别、设计地震分组

和结构自振周期以及阻尼比的不同，地震影响系数  $\alpha$  按图 1-2 采用。现说明如下。

可变荷载的组合值系数 表 1-13

可 变 荷 载 种 类		组 合 值 系 数
雪荷载		0.5
屋面积灰荷载		0.5
屋面活荷载		不计入
按实际情况考虑的楼面活荷载		1.0
按等效均布荷载 考虑的楼面活荷载	藏书库、档案库	0.8
	其他民用建筑	0.5
吊车悬吊物重力	硬钩吊车	0.3
	软钩吊车	不计入

注：硬钩吊车的吊重较大时，组合值系数宜按实际情况采用。

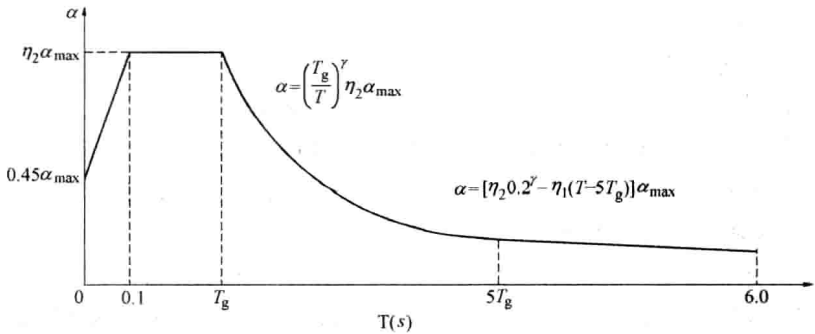


图 1-2 地震影响系数曲线

直线上升段，为周期小于 0.1s 的区段，取：

$$\alpha = [0.45 + 10(\eta_2 - 0.45)T] \alpha_{\max} \tag{1-14}$$

水平段，自 0.1s 至特征周期区段，取：

$$\alpha = \eta_2 \alpha_{\max} \tag{1-15}$$

曲线下降段，自特征周期至 5 倍特征周期区段，取：

$$\alpha = (T_g/T)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} \tag{1-16}$$

直线下降段，自 5 倍特征周期至 6s 区段，取：

$$\alpha = [0.2^\gamma \eta_2 - \eta_1(T - 5T_g)] \alpha_{\max} \tag{1-17}$$

式中  $\gamma$ ——曲线下降段的衰减指数，按式 (1-18) 确定；

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \tag{1-18}$$

$\zeta$ ——阻尼比，一般的建筑结构可取 0.05；

$\eta_1$ ——直线下降段的下降斜率调整系数，按式 (1-19) 确定，当  $\eta_1$  小于 0 时取 0；

$$\eta_1 = 0.02 + \frac{0.05 - \zeta}{4 + 32\zeta} \quad (1-19)$$

$\eta_2$ ——阻尼调整系数，按式 (1-20) 确定，当  $\eta_2$  小于 0.55 时应取 0.55；

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} \quad (1-20)$$

$T$ ——结构自振周期；

$T_g$ ——特征周期，根据场地类别和设计地震分组按表 1-14 采用，计算 8、9 度罕遇地震作用时，特征周期宜增加 0.05；

$\alpha_{\max}$ ——地震影响系数最大值，阻尼比为 0.05 的建筑物，应按表 1-15 采用；阻尼比不等于 0.05 时，表中的数值应乘以阻尼调整系数  $\eta_2$ 。

特征周期 (s)

表 1-14

设计地震分组	场 地 类 别				
	I <sub>0</sub>	I <sub>1</sub>	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

水平地震影响系数最大值

表 1-15

地 震 影 响	烈 度			
	6	7	8	9
多遇地震	0.04	0.08(0.12)	0.16(0.24)	0.32
罕遇地震	0.28	0.50(0.72)	0.90(1.20)	1.40

注：括号中数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

对于一般的建筑物，阻尼比  $\zeta$  可取 0.05，则由式 (1-18)~式 (1-20) 分别得  $\gamma = 0.9$ ， $\eta_1 = 0.02$ ， $\eta_2 = 1$ ，相应的地震影响系数  $\alpha$  为：

$$\text{上升段} \quad \alpha = (0.45 + 5.5T)\alpha_{\max} \quad (1-14a)$$

$$\text{水平段} \quad \alpha = \alpha_{\max} \quad (1-15a)$$

$$\text{曲线下降段} \quad \alpha = (T_g/T)^{0.9}\alpha_{\max} \quad (1-16a)$$

$$\text{直线下降段} \quad \alpha = [0.2^{0.9} - 0.02(T - 5T_g)]\alpha_{\max} \quad (1-17a)$$

### 1.4.3 底部剪力法

底部剪力法是目前比较常用的一种计算水平地震力的简化方法。此法首先计算总水平地震作用标准值，即结构底部剪力  $F_{Ek}$  为：

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (1-21)$$

式中  $\alpha_1$ ——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数值；

$G_{eq}$ ——结构等效总重力荷载，单质点应取总重力荷载代表值，多质点应取总重力荷载代表值的 85%。

质点  $i$  的水平地震作用标准值  $F_i$  (图 1-3) 按下式计算：

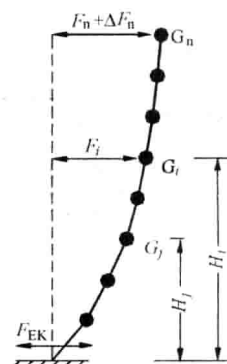


图 1-3 结构水平地震作用计算简图



$$\left. \begin{aligned} F_i &= \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) \\ \Delta F_n &= \delta_n F_{Ek} \end{aligned} \right\} \quad (1-22)$$

式中  $G_i$ 、 $G_j$ ——分别为集中于质点  $i$ 、 $j$  的重力荷载代表值；

$H_i$ 、 $H_j$ ——分别为质点  $i$ 、 $j$  的计算高度；

$\Delta F_n$ ——顶部附加水平地震作用；

$\delta_n$ ——顶部附加地震作用系数，多层钢筋混凝土和钢结构房屋可按表 1-16 采用，其他房屋可不考虑。

顶部附加地震作用系数

表 1-16

$T_g(s)$	$T_1 > 1.4 T_g$	$T_1 \leq 1.4 T_g$
$T_g \leq 0.35$	$0.08 T_1 + 0.07$	0.0
$0.35 < T_g \leq 0.55$	$0.08 T_1 + 0.01$	
$T_g > 0.55$	$0.08 T_1 - 0.02$	

注： $T_1$  为结构基本自振周期。

#### 1.4.4 楼层地震剪力计算及剪重比验算

结构第  $i$  层的楼层地震剪力标准值  $V_{Eki}$  按下式计算：

$$V_{Eki} = \sum_{j=i}^n F_j \quad (1-23)$$

式中  $F_j$ ——质点  $j$  的水平地震作用标准值。

按式 (1-23) 计算的楼层地震剪力标准值应符合下列要求（剪重比验算）：

$$V_{Eki} \geq \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (1-24)$$

式中  $G_j$ ——第  $j$  层的重力荷载代表值；

$n$ ——结构总层数；

$\lambda$ ——剪力系数，不应小于表 1-17 规定的值；对于竖向不规则结构的薄弱层，尚应乘以 1.15 的增大系数。

楼层最小地震剪力系数值

表 1-17

类 别	6 度	7 度	8 度	9 度
扭转效应明显或基本周期小于 3.5s 的结构	0.008	0.016(0.024)	0.032(0.048)	0.064
基本周期大于 5.0s 的结构	0.006	0.012(0.018)	0.024(0.032)	0.040

注：1. 基本周期介于 3.5s 和 5s 之间的结构，按插入法取值；

2. 括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

#### 1.4.5 重力二阶效应及结构稳定

重力二阶效应一般包括两部分：一是由于构件自身挠曲引起的附加重力效应，即  $P-\delta$  效应，二阶内力与构件挠曲形态有关，一般是构件的中间大，两端为零；二是在水平荷载作用下结构产生侧移后，重力荷载由于该侧移而引起的附加效应，即  $P-\Delta$  效应。关于考

考虑  $P-\delta$  效应影响的计算, 在构件截面设计时考虑。下面说明考虑  $P-\Delta$  效应的计算问题。

### (1) 不考虑重力二阶效应的条件

在水平荷载作用下, 当高层建筑结构满足下列规定时, 可不考虑重力二阶效应的不利影响。

剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构:

$$EJ_d \geq 2.7H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (1-25)$$

框架结构:

$$D_i \geq 20 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (1-26)$$

式中  $EJ_d$ ——结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度, 可按倒三角形分布水平荷载作用下结构顶点位移相等的原则, 将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度;

$H$ ——房屋总高度;

$h_i$ ——第  $i$  楼层层高;

$G_i$ 、 $G_j$ ——分别为第  $i$ 、 $j$  楼层重力荷载设计值;

$D_i$ ——第  $i$  楼层的弹性等效侧向刚度, 可取该层剪力与层间位移的比值;

$n$ ——结构计算总层数。

### (2) 结构整体稳定要求

高层建筑结构的稳定应符合下列要求。

剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构:

$$EJ_d \geq 1.4H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (1-27)$$

框架结构:

$$D_i \geq 10 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (1-28)$$

如结构满足式 (1-27) 或式 (1-28) 的要求, 则  $P-\Delta$  效应的影响一般可控制 20% 以内, 结构的稳定具有适宜的安全储备。若结构的刚重比进一步减小, 则  $P-\Delta$  效应将会呈非线性关系急剧增加, 甚至引起结构的整体失稳。应当强调指出, 上述规定只是对  $P-\Delta$  效应影响程度的控制, 满足上述要求的结构仍需计算  $P-\Delta$  效应对结构内力和位移的影响。

### (3) 考虑重力二阶效应的计算

对于高层建筑结构, 可按增大系数法近似考虑  $P-\Delta$  效应的影响。结构位移可采用未考虑重力二阶效应的计算结果乘以位移增大系数  $F_1$ 、 $F_{1i}$ ; 结构构件 (梁、柱、剪力墙) 端部的弯矩和剪力值, 可采用未考虑重力二阶效应的计算结果乘以内力增大系数  $F_2$ 、 $F_{2i}$ 。 $F_1$ 、 $F_{1i}$  和  $F_2$ 、 $F_{2i}$  可分别按下列公式近似计算。

框架结构:

$$F_{1i} = \frac{1}{1 - \sum_{j=i}^n G_j / (D_i h_i)} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (1-29)$$

$$F_{2i} = \frac{1}{1 - 2 \sum_{j=i}^n G_j / (D_i h_i)} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (1-30)$$

剪力墙结构、框架-剪力墙结构和筒体结构：

$$F_1 = \frac{1}{1 - 0.14 H^2 \sum_{i=1}^n G_i / (E J_d)} \quad (1-31)$$

$$F_2 = \frac{1}{1 - 0.28 H^2 \sum_{i=1}^n G_i / (E J_d)} \quad (1-32)$$

#### 1.4.6 荷载效应与地震作用效应的组合

对于一般的排架、框架结构，当总高度不超过 60m 时，不考虑风荷载效应与水平地震作用效应的组合；当设防烈度不大于 8 度时，也不考虑竖向地震作用效应与水平地震作用效应的组合。因此，一般情况下，考虑地震作用的效应组合值为：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} \quad (1-33)$$

式中  $S$ ——荷载和地震作用组合的效应设计值，包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值；

$S_{GE}$ ——按重力荷载代表值计算的荷载效应值；

$S_{Ehk}$ ——按水平地震作用标准值计算的地震作用效应值；

$\gamma_G$ ——重力荷载分项系数，一般情况应采用 1.2，当重力荷载效应对构件承载能力有利时，不应大于 1.0；

$\gamma_{Eh}$ ——水平地震作用分项系数，可采用 1.3。

### 1.5 承载力及变形计算

#### 1.5.1 结构构件截面承载力计算

非抗震设计时，结构构件截面承载力设计表达式为：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (1-34)$$

式中  $\gamma_0$ ——结构重要性系数，对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件，不应小于 1.1；对于安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件，不应小于 1.0；对于安全等级为三级或设计使用年限为 5 年及以下的结构构件，不应小于 0.9；在抗震设计中，不考虑；

$R$ ——结构构件的承载力设计值。

抗震设计时，其设计表达式为：

$$S \leq R / \gamma_{RE} \quad (1-35)$$

式中  $\gamma_{RE}$ ——承载力抗震调整系数，应按表 1-18 的规定采用。

因地震作用属于偶然作用，这时的目标可靠指标可以适当降低一些，故式 (1-35) 中不再考虑结构构件的重要性系数。

承载力抗震调整系数

表 1-18

材料	结构构件	受力状态	$\gamma_{RE}$
钢	柱、梁、支撑,节点板件、螺栓、焊缝	强度	0.75
	柱、支撑	稳定	0.80
砌体	两端均有构造柱、芯柱的抗震墙	受剪	0.9
	其他抗震墙	受剪	1.0
混凝土	梁	受弯	0.75
	轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.80
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉	0.85

从理论上讲,抗震设计中采用的材料强度设计值应高于非抗震设计时的材料强度设计值。但为了应用方便,在抗震设计中仍采用非抗震设计时的材料强度设计值,而是通过引入承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$  来提高其承载力。另外,对轴压比小于 0.15 的偏心受压柱,因柱的变形能力与梁相近,故其承载力抗震调整系数与梁相同。

### 1.5.2 变形验算

#### 1. 弹性变形验算

在风荷载或多遇地震作用下,为保证框架、剪力墙和框架-剪力墙等结构基本处于弹性状态,防止其中的填充墙、隔墙和幕墙等非结构构件产生明显损伤,应限制房屋的层间位移。在多遇地震作用下,按弹性方法计算的楼层层间最大位移应符合下式要求:

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad (1-36)$$

式中  $\Delta u_e$ ——多遇地震作用标准值产生的楼层内最大的层间弹性位移;

$h$ ——计算楼层层高;

$[\theta_e]$ ——弹性层间位移角限值,宜按表 1-19 采用。

因变形计算属正常使用极限状态,故在计算弹性位移时,各作用分项系数均取 1.0,钢筋混凝土构件的刚度可采用弹性刚度。对于一般建筑,楼层层间最大位移  $\Delta u_e$  以楼层最大的水平位移差计算,不扣除整体弯曲变形以及由于结构不对称引起的扭转效应和  $P-\Delta$  效应所产生的相对水平位移。对于高度超过 150m 或高宽比大于 6 的高层建筑,因以弯曲变形为主,故可以从楼层水平位移差中扣除结构整体弯曲所产生的楼层水平位移值。如未扣除,位移角限值可有所放宽。

弹性层间位移角限值

表 1-19

结 构 类 型	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	1/550
钢筋混凝土框架-剪力墙、板柱-剪力墙、框架-核心筒	1/800
钢筋混凝土剪力墙、筒中筒	1/1000
钢筋混凝土框支层	1/1000
多、高层钢结构	1/250

## 2. 弹塑性变形验算

震害经验表明,如果结构中存在薄弱层或薄弱部位,在强烈地震作用下,由于结构的薄弱部位产生了弹塑性变形,导致结构构件严重破坏甚至引起房屋倒塌。为了防止出现这种情况,《抗震规范》规定对下列结构应进行罕遇地震作用下薄弱层(部位)的抗震变形验算:(1) 8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度时,高大的单层钢筋混凝土柱厂房的横向排架;(2) 7~9度时楼层屈服强度系数小于0.5的框架结构;(3) 高度大于150m的钢结构;(4) 甲类建筑和9度时乙类建筑中的钢筋混凝土和钢结构;(5) 采用隔震和消能减震设计的结构。同时还规定对竖向不规则类型的高层建筑结构,7度Ⅲ、Ⅳ类场地和8度时乙类建筑中的钢筋混凝土和钢结构、板柱-剪力墙结构和底部框架砖房以及高度不大于150m的高层钢结构,宜进行罕遇地震作用下的弹塑性变形验算。

结构的薄弱层或薄弱部位,单层厂房取上柱;楼层屈服强度系数沿高度分布均匀的结构,可取底层;楼层屈服强度系数沿高度分布不均匀的结构,可取该系数最小的楼层(部位)和相对较小的楼层,一般不超过2~3处。楼层屈服强度系数 $\xi_y$ 按下式计算:

$$\xi_y = V_y / V_e \quad (1-37)$$

式中  $V_y$ ——按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力;

$V_e$ ——按罕遇地震作用计算的楼层弹性地震剪力。

结构在罕遇地震作用下薄弱层(部位)弹塑性变形计算,可采用静力弹塑性分析方法、弹塑性时程分析法或简化算法。对不超过12层且层刚度无突变的钢筋混凝土框架结构及单层钢筋混凝土柱厂房,可采用简化算法。用简化算法计算时,结构薄弱层(部位)的层间弹塑性位移 $\Delta u_p$ 可由结构在罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移 $\Delta u_e$ 乘以弹塑性位移增大系数 $\eta_p$ 得出,即

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \quad (1-38)$$

式中的 $\eta_p$ ,对钢筋混凝土结构,当薄弱层(部位)的屈服强度系数不小于相邻层(部位)该系数平均值为0.8时,可按表1-20采用;当不大于该平均值0.5时,可按表内相应数值的1.5倍采用;其他情况可采用内插法取值。

结构薄弱层(部位)弹塑性层间位移应符合下列要求:

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (1-39)$$

式中  $[\theta_p]$ ——弹塑性层间位移角限值,可按表1-21采用,对钢筋混凝土框架结构,当轴压比小于0.40时,可提高10%,当柱子全高的箍筋构造比柱端加密区的最小含箍特征值大30%时,可提高20%,但累计不超过25%;

$h$ ——薄弱层楼层高度或单层厂房上柱高度。

弹塑性位移增大系数

表 1-20

结构类别	总层数 $n$ 或部位	$\xi_y$		
		0.5	0.4	0.3
多层均匀框架结构	2~4	1.30	1.40	1.60
	5~7	1.50	1.65	1.80
	8~12	1.80	2.00	2.20
单层厂房	上柱	1.30	1.60	2.00

弹塑性层间位移角限值

表 1-21

结 构 类 别	$[\theta_p]$
单层钢筋混凝土柱排架	1/30
钢筋混凝土框架	1/50
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙	1/100
钢筋混凝土框架-抗震墙,板柱-抗震墙,框架-核心筒	1/100
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/120
多、高层钢结构	1/50

## 1.6 基础设计

### 1.6.1 基础类型

基础的形式很多,设计时应根据建筑场地的工程地质和水文地质条件、上部结构的层数及荷载大小、上部结构对地基土不均匀沉降以及倾斜的敏感程度、施工条件、使用要求等因素综合考虑。

目前,我国多、高层建筑常用的基础形式主要有交叉条形基础、筏形基础、箱形基础和桩基础等。当上部结构荷载较小或地基土坚实均匀且柱距较大时,可采用交叉条形基础。筏形基础适用于上部结构荷载大、地基较好、无地下室或地下室使用空间要求灵活的建筑。箱形基础适用于上部结构荷载大、对不均匀沉降或防水要求较高的情况。当基底以下持力层有足够的承载力,并且地基沉降计算范围内土层的压缩性较低,易满足沉降计算要求时,宜优先选用浅基础。当地基土质较差,采用上述各类基础仍不能满足设计要求或不经济时,可采用桩基础。

### 1.6.2 基础埋置深度

为了防止风荷载或水平地震作用下建筑物产生滑移和倾斜,建筑物的基础应有足够的埋置深度。在确定埋置深度时,应考虑建筑物的高度、体型、地基土质、抗震设防烈度等因素。基础埋深一般是指室外地面至基础底面之间的距离,对天然地基或复合地基,可取房屋高度的 1/15;对桩基础,可取房屋高度的 1/18(桩长不计在内)。非抗震设计或 6 度抗震设防时,基础埋深可适当减小。主楼和裙房基础埋深宜有高差,即将主楼基础加深,利用高差形成侧限。当基岩埋藏较浅而不满足埋深要求时,可在基底打地锚增加房屋的稳定性。

### 1.6.3 地基承载力验算

#### 1. 地基承载力验算

基础底面的压力应符合下列要求:

$$p_k \leq f_a \quad (1-40a)$$

$$p_{kmax} \leq 1.2f_a \quad (1-40b)$$

式中  $p_k$ ——相应于作用的标准组合时,基础底面处的平均压力值 (kPa);

$p_{kmax}$ ——相应于作用的标准组合时,基础底面边缘的最大压力值 (kPa);

$f_a$ ——深宽修正后的地基承载力特征值 (kPa),按《建筑地基基础设计规范》确定。



## 2. 地基抗震承载力验算

(1) 可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算的建筑

震害资料表明, 下述天然地基上的各类建筑很少产生地基破坏而引起上部结构破坏, 故可不进行地基承载力验算:

1) 可不进行上部结构抗震验算的建筑。

2) 地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层 (指 7 度、8 度和 9 度时, 地基承载力特征值分别小于 80、100 和 120kPa 的土层) 的下列建筑:

① 一般的单层厂房和单层空旷房屋;

② 砌体房屋;

③ 不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架和框架-抗震墙房屋;

④ 基础荷载与③项相当的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙房屋。

(2) 地基抗震承载力及其验算

地基抗震承载力应按下式计算:

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \quad (1-41)$$

式中  $f_{aE}$ ——调整后的地基抗震承载力;

$\zeta_a$ ——地基抗震承载力调整系数, 应按表 1-22 采用。

地基抗震承载力调整系数

表 1-22

岩土名称及性状	$\zeta_a$
岩石, 密实的碎石土, 密实的砾、粗、中砂, $f_{ak} \geq 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.5
中密, 稠密的碎石土, 中密和稍密的砾、粗、中砂, 密实和中密的细、粉砂, $150\text{kPa} \leq f_{ak} < 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土, 坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂, $100\text{kPa} \leq f_{ak} < 150\text{kPa}$ 的黏性土和粉土, 可塑黄土	1.1
淤泥, 淤泥质土, 松散的砂, 杂填土, 新近堆积的黄土及流塑黄土	1.0

验算天然地基地震作用下的竖向承载力时, 按地震作用效应标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力应符合下列各式要求:

$$p \leq f_{aE} \quad (1-42a)$$

$$p_{\max} \leq 1.2 f_{aE} \quad (1-42b)$$

式中  $p$ ——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力;

$p_{\max}$ ——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力。

高宽比大于 4 的高层建筑, 在地震作用下基础底面不宜出现脱离区 (零应力区); 其他建筑, 基础底面与地基土之间脱离区 (零应力区) 面积不应超过基础底面积的 15%。

### 1.6.4 柱下条形基础设计

#### 1. 构造要求

柱下条形基础的构造如图 1-4 所示, 其横截面一般成倒 T 形, 下部伸出部分称为翼板, 中间部分称为肋梁。其构造要求如下:

(1) 柱下条形基础的高度  $h$  宜为柱距的  $1/8 \sim 1/4$ ; 翼板宽度  $b_f$  应按地基承载力计算确定。

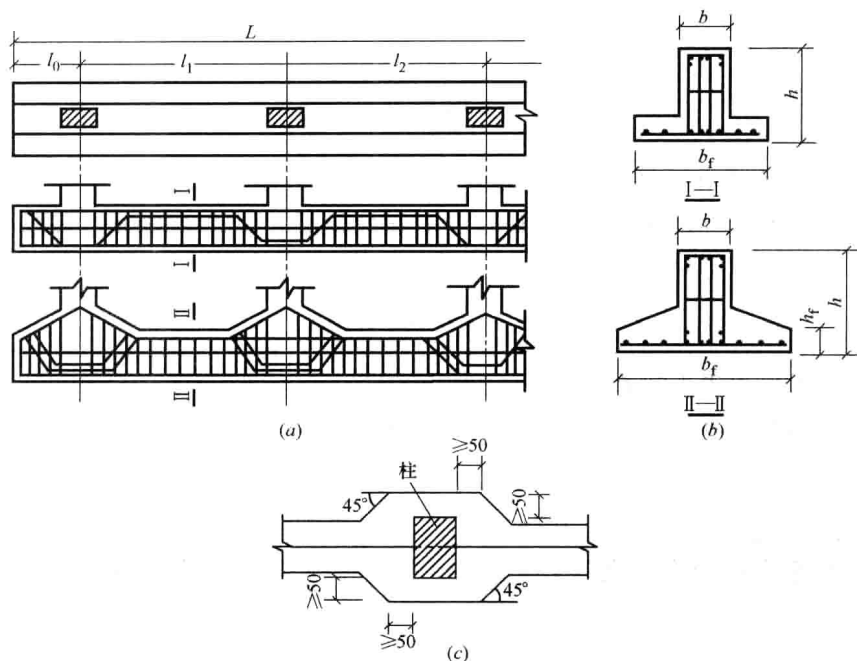


图 1-4 柱下条形基础的尺寸和构造

(2) 翼板厚度  $h_f$  不应小于 200mm，当  $h_f = 200 \sim 250\text{mm}$  时，翼板可做成等厚度板；当  $h_f > 250\text{mm}$  时，宜采用变厚度翼板，其坡度宜小于或等于 1:3。当柱荷载较大时，可在柱位处加腋，如图 1-4 (a) 所示。

(3) 条形基础的端部宜向外伸出，其长度宜为第一跨距的 1/4。

(4) 现浇柱与条形基础梁的交接处，其平面尺寸不应小于图 1-4 (c) 的规定。

## 2. 基础底面积的确定

基础底面积应按地基承载力计算确定，即基础底面的压力应满足式 (1-40) 或式 (1-42) 的要求。

按式 (1-40) 或式 (1-42) 验算地基承载力时，须计算基底压力  $p_k$  和  $p_{k\max}$ 。为此，应先确定基底压力的分布。基底压力的分布，除与地基因素有关外，实际上还受基础刚度及上部结构刚度的制约。《建筑地基基础设计规范》规定：在比较均匀的地基上，上部结构刚度较好，荷载分布较均匀，且条形基础梁的高度不小于 1/6 柱距时，基底压力可按直线分布，条形基础梁的内力可按连续梁计算。当不满足上述要求时，宜按弹性地基梁计算。下面仅说明基底压力为直线分布时， $p_k$  和  $p_{k\max}$  的确定方法。

将条形基础看作长度为  $L$  宽度为  $b_f$  的刚性矩形基础。计算时先确定荷载合力的位置，然后调整基础两端的悬臂长度，使荷载合力的重心尽可能与基础底面形心重合，则基底压力为均匀分布 (图 1-5a)，并按下式计算：

$$p_k = \frac{\sum F_k + G_k}{b_f L} \quad (1-43)$$

式中  $\sum F_k$ ——相应于作用的标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值总和；

$G_k$ ——基础自重和基础上的土重。

如果荷载合力不可能调整到与基底形心重合, 则基底压力为梯形分布 (图 1-5b), 并按下式计算:

$$\frac{p_{k\max}}{p_{k\min}} = \frac{\sum F_k + G_k}{b_f L} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad (1-44)$$

式中  $e$ ——荷载合力在基础长度方向的偏心距。

当基底压力为均匀分布时, 在基础长度  $L$  确定之后, 由式 (1-40a) 和式 (1-43) 可直接确定翼板宽度  $b_f$ , 即

$$b_f \geq \frac{\sum F_k}{(f_a - \gamma_m d) L} \quad (1-45)$$

式中  $\gamma_m$ ——基础及填土的平均重度, 一般取  $20\text{kN/m}^3$ ;

$d$ ——基础埋置深度, 取自室内地坪至基础底面。

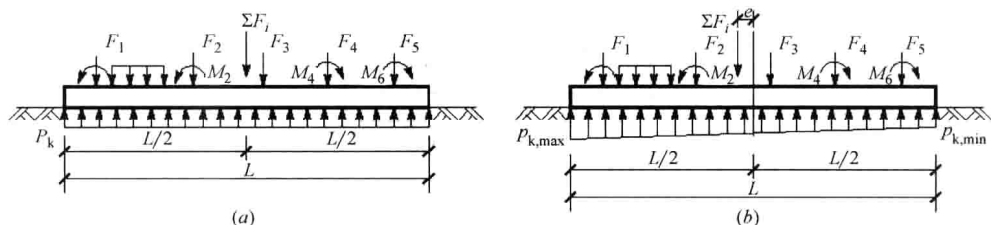


图 1-5 条形基础基底压力分布

当基底压力为梯形分布时, 可先按式 (1-45) 求出  $b_f$ , 将  $b_f$  乘以  $1.2 \sim 1.4$ ; 然后将如此求出的  $b_f$  及其他参数代入式 (1-44) 计算基底压力, 并须满足式 (1-40), 其中  $p_k = (p_{k\max} + p_{k\min})/2$ 。如不满足要求, 则可调整  $b_f$ , 直至满足为止。

### 3. 基础内力分析

在实际工程中, 柱下条形基础梁内力常采用静力平衡法或倒梁法等简化方法计算。下面简要介绍倒梁法的计算要点。

倒梁法假定上部结构是刚性的, 各柱之间没有沉降差异, 又因基础刚度颇大可将柱脚

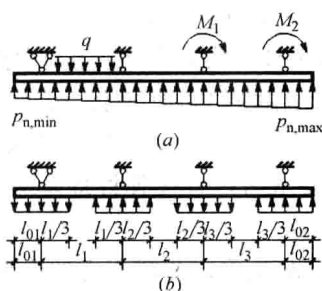


图 1-6 倒梁法计算简图

视为条形基础的铰支座, 支座之间不产生相对竖向位移。如假定基底压力为直线分布, 则在基底净反力  $p_n b_f$  以及除去柱的竖向集中力所余下的各种作用 (包括局部荷载、柱传来的力矩等) 下, 条形基础犹如一倒置的连续梁, 其计算简图如图 1-6 (a) 所示。

考虑到按倒梁法计算时, 基础及上部结构的刚度都较好, 由上部结构、基础与地基共同工作所引起的架越作用较强, 基础梁两端部的基底压力可能会比直线分布的压力有所增加。因此, 按倒梁法所求得的条形基础梁边跨跨中

弯矩及第一内支座的弯矩值宜乘以  $1.2$  的系数。

另外, 用倒梁法计算所得的支座反力一般不等于原先用以计算基底净反力的竖向柱荷载。若二者相差超过工程容许范围, 可作必要的调整。即将支座压力与竖向柱荷载的差值 (支座处的不平衡力), 均匀分布在相应支座两侧各  $1/3$  跨度范围内 (图 1-6b), 进行基础

梁内力计算,并与第一次的计算结果叠加。可进行多次调整,直至支座反力接近柱荷载为止。调整后的基底反力呈台阶形分布。

当满足下列条件时,可以用倒梁法计算柱下条形基础的内力:①上部结构的整体刚度较好;②基础梁高度大于  $1/6$  的平均柱距;③地基压缩性、柱距和荷载分布都比较均匀。

在基底净压力作用下,倒 T 形截面的基础梁,其翼板的最大弯矩和剪力发生在肋梁边缘截面,可沿基础梁长度方向取单位板宽,按倒置的悬臂板计算翼板的内力。

#### 4. 配筋计算与构造

条形基础配筋包括肋梁和翼板两部分。肋梁中的纵向受力钢筋宜采用 HRB400、HRB500 级;翼板中的受力钢筋宜采用 HRB400、HRB335 或 HPB300 级。箍筋可采用 HRB400、HRB335 和 HPB300 级。混凝土强度等级不应低于 C20。

肋梁应进行正截面受弯承载力计算。取跨中截面弯矩按 T 形截面计算梁顶部的纵向受力钢筋,将计算配筋全部贯通,或部分纵筋弯下以负担支座截面的负弯矩;取支座截面弯矩按矩形截面计算梁底部的纵向受力钢筋,并将不少于  $1/3$  底部受力钢筋总截面面积的钢筋通长布置,其余钢筋可在适当部位切断。纵向受力钢筋的直径不应小于 12mm,配筋率不应小于  $0.2\%$  和  $0.45f_t/f_y$  中的较大值。当梁的腹板高度  $h_w$  ( $h_w = h_0 - h_f$ ,  $h_f$  为翼板厚度,  $h_0$  为梁截面有效高度)  $\geq 450\text{mm}$  时,在梁的两个侧面应沿高度配置纵向构造钢筋,每侧纵向构造钢筋(不包括梁上、下部受力钢筋及架立钢筋)的截面面积不应小于腹板截面面积  $bh_w$  的  $0.1\%$ ,其间距不宜大于 200mm。

肋梁还应进行斜截面受剪承载力计算。根据支座截面处的剪力设计值计算所需要的箍筋和弯筋数量。由于基础梁截面较大,所以通常须采用四肢箍筋,箍筋直径不宜小于 8mm,间距不应大于 15 倍的纵向受力钢筋直径,也不应大于 300mm。在梁跨度的中部,箍筋间距可适当放大。

翼板的受力钢筋按悬臂板根部弯矩计算。受力钢筋直径不宜小于 10mm,间距不宜大于 200mm,也不宜小于 100mm;纵向分布钢筋的直径不小于 8mm,间距不大于 300mm,每延米分布钢筋的面积不小于受力钢筋面积的  $1/10$ 。

### 1.6.5 柱下十字交叉条形基础设计

柱下十字交叉条形基础是由柱网下的纵、横两组条形基础组成的结构,柱网传来的集中荷载和弯矩作用在条形基础的交叉点上。这种基础内力的精确计算比较复杂,目前工程设计中多采用简化方法,对于弯矩不予分配,由弯矩所在平面的单向条形基础负担;对于竖向荷载则按一定原则分配到纵、横两个方向的条形基础上,然后分别按单向条形基础进行内力计算和配筋。

#### 1. 基础尺寸的初步拟定

柱下十字交叉条形基础可视为两个方向的条形基础,条形基础的构造如图 1-4 所示,基础的高度、翼板厚度等与条形基础的要求相同,如第 1.6.4 小节所述。

#### 2. 节点荷载的分配

节点荷载按下列原则进行分配:①满足静力平衡条件,即各节点分配到纵、横基础梁上的荷载之和应等于作用在该节点上的荷载;②满足变形协调条件,即纵、横向基础梁在交叉节点处的沉降相等。

根据上述原则,对图 1-7 所示的各种节点,可按下列方法进行节点荷载分配。

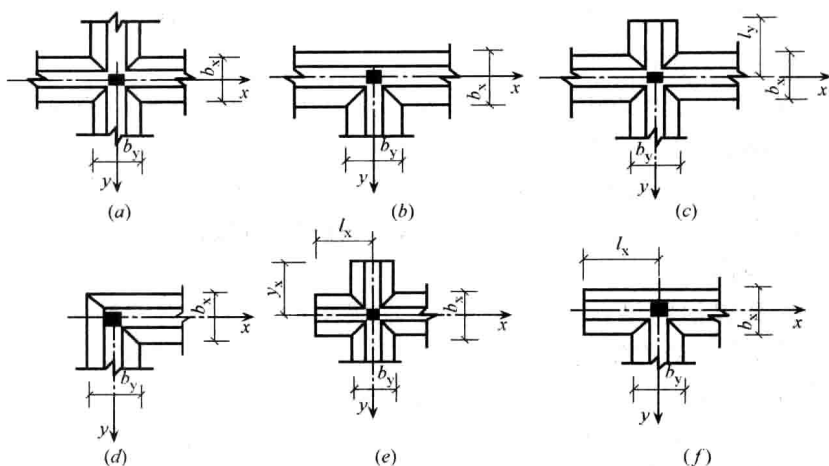


图 1-7 十字交叉基础节点类型

(1) 内柱节点 (图 1-7a)

$$\left. \begin{aligned} F_{xi} &= \frac{b_x S_x}{b_x S_x + b_y S_y} F_i \\ F_{yi} &= \frac{b_y S_y}{b_x S_x + b_y S_y} F_i \end{aligned} \right\} \quad (1-46)$$

$$S_x = \sqrt[4]{\frac{4EI_x}{kb_x}}, S_y = \sqrt[4]{\frac{4EI_y}{kb_y}} \quad (1-47)$$

式中  $F_i$ ——作用在节点  $i$  由上部结构传来的竖向集中力；

$F_{xi}$ 、 $F_{yi}$ ——分别为节点  $i$  上  $x$ 、 $y$  方向条形基础所承担的荷载；

$b_x$ 、 $b_y$ ——分别为  $x$ 、 $y$  方向的基础梁的底面宽度；

$S_x$ 、 $S_y$ ——分别为  $x$ 、 $y$  方向的基础梁弹性特征长度；

$I_x$ 、 $I_y$ ——分别为  $x$ 、 $y$  方向的基础梁截面惯性矩；

$k$ ——地基的基床系数；

$E$ ——基础材料的弹性模量。

(2) 边柱节点 (图 1-7b)

$$\left. \begin{aligned} F_{xi} &= \frac{4b_x S_x}{4b_x S_x + b_y S_y} F_i \\ F_{yi} &= \frac{b_y S_y}{4b_x S_x + b_y S_y} F_i \end{aligned} \right\} \quad (1-48)$$

当边柱有伸出悬臂长度时 (图 1-7c)，则荷载分配为：

$$\left. \begin{aligned} F_{xi} &= \frac{\alpha b_x S_x}{\alpha b_x S_x + b_y S_y} F_i \\ F_{yi} &= \frac{b_y S_y}{\alpha b_x S_x + b_y S_y} F_i \end{aligned} \right\} \quad (1-49)$$

当悬臂长度  $l_y = (0.6 \sim 0.75)S_y$  时，系数  $\alpha$  可由表 1-23 查得。

(3) 角柱节点

对图 1-7 (d) 所示的角柱节点，节点荷载可按式 (1-46) 分配。为了减缓角柱节点处

基底反力过于集中,纵、横两个方向的条形基础常有伸出悬臂(图 1-7e),当  $l_x=(0.6\sim 0.75)S_x$ ,  $l_y=(0.6\sim 0.75)S_y$  时,节点荷载的分配公式亦同式 (1-46)。

当角柱节点仅有一个方向伸出悬臂时(图 1-7f),则荷载分配为:

$$\left. \begin{aligned} F_{xi} &= \frac{\beta b_x S_x}{\beta b_x S_x + b_y S_y} F_i \\ F_{yi} &= \frac{b_y S_y}{\beta b_x S_x + b_y S_y} F_i \end{aligned} \right\} \quad (1-50)$$

当悬臂长度  $l_x=(0.6\sim 0.75)S_x$  时,系数  $\beta$  可查表 1-23。表中  $l$  表示  $l_x$  或  $l_y$ ,  $S$  相应地为  $S_x$  或  $S_y$ 。

$\alpha$  和  $\beta$  值表

表 1-23

$l/S$	0.60	0.62	0.64	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69	0.70	0.71	0.73	0.75
$\alpha$	1.43	1.41	1.38	1.36	1.35	1.34	1.32	1.31	1.30	1.29	1.26	1.24
$\beta$	2.80	2.84	2.91	2.94	2.97	3.00	3.03	3.05	3.08	3.10	3.18	3.23

### 3. 节点分配荷载的调整

按以上方法进行柱荷载分配后,可分别按纵、横两个方向的条形基础计算。在交叉点处,这样计算将会使基底重叠部分面积重复计算了一次,结果使基底反力减小,计算结果偏于不安全,故在节点荷载分配后还需按下述方法进行调整。

(1) 调整前的基底平均反力

$$p = \frac{\sum F}{\sum A + \sum \Delta A} \quad (1-51)$$

式中  $\sum F$ ——十字交叉基础上竖向荷载的总和;

$\sum A$ ——十字交叉基础的基底总面积;

$\sum \Delta A$ ——十字交叉基础节点处重叠面积之和。

(2) 基底反力增量

$$\Delta p = \frac{\sum \Delta A}{\sum A} p \quad (1-52)$$

(3) 节点  $i$  在  $x$ 、 $y$  方向的分配荷载增量

$$\left. \begin{aligned} \Delta F_{xi} &= \frac{F_{xi}}{F_i} \Delta A_i \cdot \Delta p \\ \Delta F_{yi} &= \frac{F_{yi}}{F_i} \Delta A_i \cdot \Delta p \end{aligned} \right\} \quad (1-53)$$

(4) 调整后节点  $i$  在  $x$ 、 $y$  方向的分配荷载

$$\left. \begin{aligned} F'_{xi} &= F_x + \Delta F_{xi} \\ F'_{yi} &= F_y + \Delta F_{yi} \end{aligned} \right\} \quad (1-54)$$

### 4. 方法的适用范围

在推导式 (1-46)~式 (1-52) 时,忽略了相邻柱荷载的影响,这只有在相邻柱距大于  $\pi S_x$  或  $\pi S_y$  时才是合理的。因此,当相邻柱距(或相邻节点之间的距离)大于  $\pi S_x$  或

$\pi S_y$  时,才可用上述公式进行节点荷载的分配。

## 5. 配筋计算及构造要求

十字交叉条形基础配筋包括肋梁和翼板两部分,其配筋计算及构造要求与柱下条形基础相同,详见第 1.6.4 小节。

### 1.6.6 筏形基础

筏形基础可分为平板式筏形基础和梁板式筏形基础。平板式筏形基础是一块厚度相等的钢筋混凝土平板,其厚度通常为  $1\sim 3\text{m}$ ,当上部结构荷载和柱距较大时要求平板很厚,此时材料用量大,不经济。梁板式筏形基础的底板厚度较小,在两个方向上沿柱列布置有肋梁,形成一个倒置的钢筋混凝土肋梁楼盖。平板式筏形基础适用于柱荷载不大、柱距较小且等柱距的情况,当荷载较大时,可以加大柱下的板厚。当柱荷载较大且不均匀,柱距又较大时,可采用梁板式筏形基础。

#### 1. 筏形基础尺寸的初步拟定

筏形基础的平面尺寸应根据地基承载力、上部结构的布置及其荷载的分布等因素确定。为避免基础发生过大的倾斜和改善基础受力状况,宜使基础平面形心与上部结构在永久作用重力荷载重心重合。如不重合,可通过改变基础底板在四边的外伸长度来调整基底的形心位置,或采取减小柱荷载差的措施,调整上部结构竖向荷载的重心,尽可能使上部结构竖向荷载的重心与基础平面的形心相重合。当满足地基承载力时,筏形基础的周边不宜向外有较大的伸挑扩大。当需要外挑时,其外挑长度一般不宜大于同一方向边跨柱距的  $1/4\sim 1/3$ ,同时宜将肋梁伸至筏板边缘;周边有墙的筏形基础,其外挑长度一般为  $1\text{m}$  左右,也可不外伸。

梁板式筏形基础的底板除计算正截面受弯承载力外,其厚度尚应满足受冲切承载力和受剪承载力的要求。对 12 层以上建筑的梁板式筏基,其底板厚度与最大双向板格的短边净跨之比不应小于  $1/14$ ,且板厚不得小于  $400\text{mm}$ 。肋梁截面应满足正截面受弯及斜截面受剪承载力要求,并应验算底层柱下的肋梁顶面局部受压承载力。肋梁高度取值应包括底板厚度在内,梁高不宜小于平均柱距的  $1/6$ ;肋梁的宽度不宜过大,在设计剪力满足  $V\leq 0.25\beta_c f_c b h_0$  的条件下,当梁宽小于柱宽时,可将肋梁在柱边加腋以满足构造要求(图 1-8a、b);当

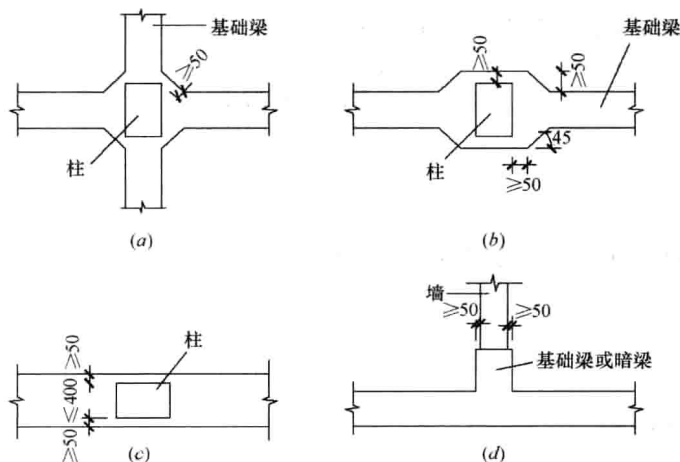


图 1-8 柱、墙与肋梁连接的构造要求

柱荷载较大时,可在柱侧肋梁加腋。底层柱、墙的边缘至肋梁边缘的距离不应小于 50mm (图 1-8c、d)。

## 2. 筏形基础的基底反力及内力计算

筏形基础的设计方法可分为刚性板方法和弹性板方法两大类。简化计算时多采用刚性板方法,也称为倒楼盖法。该法假定基础为绝对刚性,基底反力呈直线分布。

当地基土比较均匀,上部结构刚度较好,平板式筏形基础的厚跨比或梁板式筏形基础的肋梁高跨比不小于 1/6,柱间距及柱荷载的变化不超过 20% 时,筏形基础可仅考虑局部弯曲作用,按倒楼盖法(即刚性板方法)进行计算。

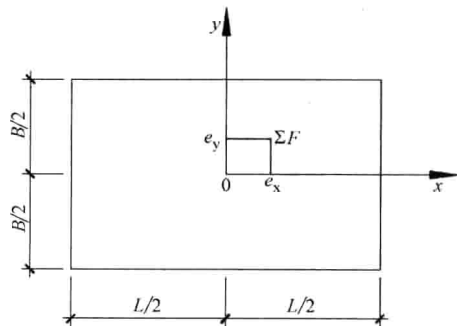


图 1-9 筏形基础平面坐标系

将坐标原点置于筏形基础的形心处(图1-9),则基底反力可按式计算:

$$p(x,y) = \frac{\sum F + G}{A} + \frac{M_x}{I_x}y + \frac{M_y}{I_y}x \quad (1-55)$$

式中  $\sum F$ ——作用于筏形基础上竖向荷载总和 (kN);

$G$ ——筏形基础及其上填土自重 (kN);

$A$ ——筏形基础的底面积 ( $\text{m}^2$ );

$M_x$ 、 $M_y$ ——分别为竖向荷载  $\sum F$  对  $x$  轴和  $y$  轴的力矩 ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ );

$I_x$ 、 $I_y$ ——分别为筏形基础底面积对  $x$  轴和  $y$  轴的惯性矩 ( $\text{m}^4$ );

$x$ 、 $y$ ——分别为计算点的  $x$  轴和  $y$  轴坐标 (m)。

由式 (1-55) 求得基底反力后,可进行地基承载力验算。基础内力计算时采用基底净反力,即按式 (1-55) 计算时应扣除底板自重及其上填土自重,将基底净反力视为荷载,按倒楼盖法进行筏形基础内力的计算。

对平板式筏形基础,当相邻柱荷载和柱距变化不大时,可将筏板在纵横两个方向划分为柱上板带和跨中板带,近视取基底净反力为板带上的荷载,按无梁楼盖进行内力和配筋计算。平板式筏形基础的板厚应满足受冲切承载力的要求,可按《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2012 第 8.4.7 条的规定进行受冲切承载力验算。

对于梁板式筏形基础,筏板可根据板区格大小按双向连续板或单向连续板计算,肋梁按多跨连续梁计算。由于基础与上部结构的共同作用,致使基础端部处的基底反力增加,因此,按此法所得边跨跨中弯矩以及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数。梁板式筏形基础的底板除应计算正截面受弯承载力外,其厚度尚应满足受冲切承载力和受剪承载力的要求,可按《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2012 第 8.4.12 条的规定进行受冲切承载力和受剪承载力验算。

## 3. 构造要求

筏形基础的混凝土强度等级不宜低于 C30,垫层厚度通常取 100mm。当有防水要求时,混凝土的抗渗等级应满足《高层规程》中表 12.1.10 的要求。对平板式筏形基础,按柱上板带的正弯矩配置板内底部钢筋,按跨中板带的负弯矩配置板内上部钢筋。钢筋间距不应小于 150mm,宜为 200~300mm,受力钢筋直径不宜小于 12mm。采用双向钢筋网片



配置在板的顶面和底面。梁式筏形基础的底板和基础梁的配筋除满足计算要求外，纵横方向的底部钢筋尚应有  $1/3 \sim 1/2$  贯通全跨，且其配筋率不应小于  $0.15\%$ ，顶部钢筋按计算配筋全部连通。

采用筏形基础的地下室，其混凝土外墙厚度不应小于  $250\text{mm}$ ，内墙厚度不应小于  $200\text{mm}$ 。墙的截面除满足承载力要求外，尚应考虑变形、抗裂及防渗等要求。墙体内应设置双面钢筋，水平钢筋直径不应小于  $12\text{mm}$ ，竖向钢筋的直径不应小于  $100\text{mm}$ ，间距不应大于  $200\text{mm}$ 。

## 第2章 钢筋混凝土框架结构房屋设计

### 2.1 结构布置及计算简图

钢筋混凝土框架结构房屋的平面、竖向总体布置原则见本书第1.2节，本节简要说明框架结构布置的具体要求及计算简图的确定等问题。

#### 2.1.1 柱网及层高

民用建筑的柱网和层高根据建筑使用功能确定。目前，住宅、宾馆和办公楼的柱网可划分为小柱网和大柱网。小柱网指一个开间为一个柱距（图2-1a、b）；大柱网指两个开间为一个柱距（图2-1c、d）。常用的柱距有3.3m、3.6m、4.0m、6.0m、6.6m、7.2m等；常用的跨度（房屋进深）有4.8m、5.4m、6.0m、6.6m和7.5m等；层高一般为3.0m、3.3m、3.6m、4.2m和4.5m等。

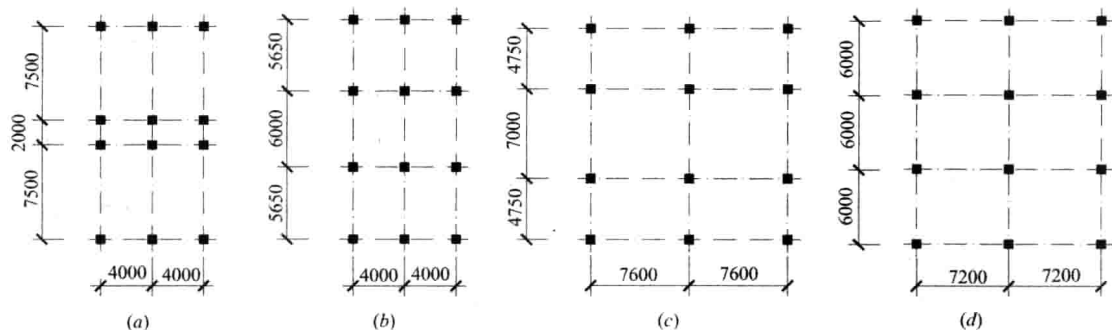


图2-1 民用建筑柱网布置

工业建筑的柱网和层高根据生产工艺要求确定。柱网有内廊式和等跨式两种（图2-1a、b）。内廊式的边跨跨度一般为6~8m，中间跨为2~4m；等跨式的跨度一般为6~12m；柱距一般为6~7.5m；层高为3.6~5.4m。

#### 2.1.2 框架结构的承重方案

根据楼盖的平面布置及竖向荷载的传递途径，框架的承重方案可分为横向、纵向及纵横框架承重三种方案。

在实际工程中，一般采用横向框架承重方案。因房屋横向较短，柱数量少，当采用横向承重方案时，横向框架梁的截面高度大，可增加框架结构的横向侧向刚度。当柱网平面接近正方形时，现浇楼面为双向板，此时为纵、横向框架承重。纵向框架承重的房屋，其横向刚度较差，一般很少采用。

#### 2.1.3 梁、柱、板截面尺寸的初步确定

梁的截面尺寸应满足承载力、刚度及延性等要求。梁截面高度一般取梁计算跨度 $l$ 的 $1/18 \sim$

1/10, 当梁的负载面积较大或荷载较大时, 宜取上限值。为防止梁产生剪切脆性破坏, 梁的净跨与截面高度之比不宜小于 4。梁截面宽度不宜小于 200mm, 梁截面的高宽比不宜大于 4。

框架柱的截面尺寸一般根据柱的轴压比限值按下列公式估算:

$$N = \beta F g_E n \quad (2-1)$$

$$A_c \geq \frac{N}{[\mu_N] f_c} \quad (2-2)$$

式中  $N$ ——柱组合的轴向压力设计值;

$F$ ——按简支状态计算的柱的负载面积;

$g_E$ ——折算在单位建筑面积上的重力荷载代表值, 可根据实际荷载计算, 也可近似取  $12 \sim 15 \text{ kN/m}^2$ ;

$\beta$ ——考虑地震作用组合后柱轴向压力增大系数, 边柱取 1.3, 不等跨内柱取 1.25, 等跨内柱取 1.2;  $n$  为验算截面以上楼层层数;

$A_c$ ——柱截面面积;

$f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值;

$[\mu_N]$ ——框架柱轴压比限值, 对一级、二级和三级抗震等级, 分别取 0.65、0.75 和 0.85 (框架结构中的框架柱) 或 0.75、0.85 和 0.90 (框架-剪力墙结构中的框架柱)。

按上述方法确定的柱截面尺寸应符合下列要求: ①矩形截面柱的边长, 非抗震设计时不宜小于 250mm, 抗震设计时, 四级不宜小于 300mm, 一、二、三级时不宜小于 400mm; 圆柱截面直径, 非抗震和四级抗震设计时不宜小于 350mm, 一、二、三级时不宜小于 450mm; ②柱剪跨比宜大于 2; ③柱截面高宽比不宜大于 3。

框架柱上、下层截面高度不同时, 从下至上: 边柱一般采取内缩尺; 中柱宜采取两边缩尺, 每次缩小的柱截面高度以 100~150mm 为宜。

框架梁的截面中心线宜与柱中心线重合。当必须偏置时, 同一平面内梁、柱中心线间的偏心距不宜大于柱截面在该方向边长的 1/4。

现浇连续单向板的厚度不小于 1/30 板跨; 双向板的厚度不小于 1/40 板跨, 且板厚宜大于 80mm, 不宜大于 160mm。

#### 2.1.4 框架结构的计算简图

框架结构房屋是由横向和纵向框架组成的空间结构, 通常近似地按两个方向的平面框架分别计算, 如图 2-2 所示。计算简图用梁、柱的轴线表示, 梁、柱轴线取各自的形心

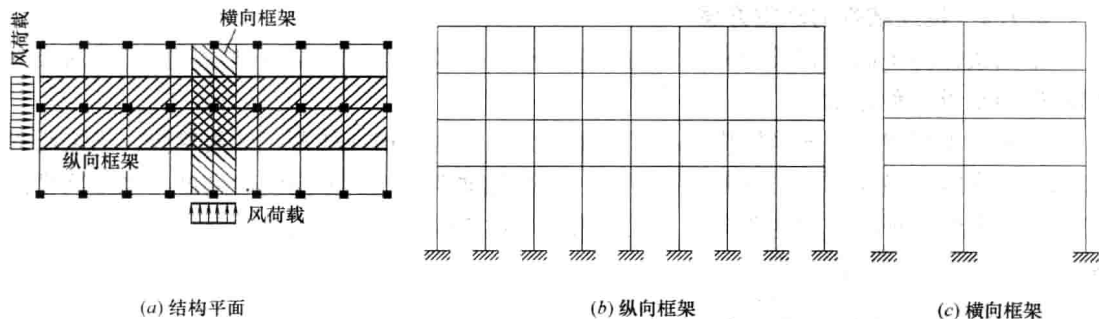


图 2-2 框架结构计算简图

线；对与钢筋混凝土楼盖整体浇筑的框架梁，一般可取楼板底面处作为梁轴线。对底层柱的下端，一般取至基础顶面；当设有整体刚度很大的地下室，且地下室结构的楼层侧向刚度不小于相邻上部结构楼层侧向刚度的 2 倍时，可取至地下室结构的顶板处。

当各层柱截面尺寸不同且形心线不重合时，一般取顶层柱的形心线作为柱子的轴线。但必须注意，在框架结构的内力和变形分析中，各层梁的计算跨度和线刚度应按实际情况取；另外，尚应考虑上、下层柱轴线不重合，由上层柱传来的轴力在变截面处产生的力矩。此力矩应视为外荷载，与其他竖向荷载一起进行框架内力分析。

## 2.2 重力荷载及水平地震作用计算

### 2.2.1 重力荷载计算

#### 1. 楼面及屋面荷载

楼面及屋面的恒荷载包括结构构件自重和构造层重量等重力荷载，其标准值可按结构构件的设计尺寸、构造层的材料及设计厚度以及材料重度标准值计算。通常是先算出楼面及屋面的单位面积重力荷载 ( $\text{kN/m}^2$ )，再计算总重力荷载。

民用建筑的楼面活荷载标准值 ( $\text{kN/m}^2$ ) 可根据房屋及房间的不同用途按表 1-8 的规定采用。工业建筑的楼面活荷载标准值应根据生产使用或检修、安装时设备、运输工具等荷载的实际情况考虑，当采用等效均布活荷载时，应满足《荷载规范》的有关规定。工业与民用房屋屋面均布活荷载标准值可根据屋面的不同用途按表 1-10 的规定采用。屋面水平投影面上的雪荷载标准值按式 (1-2) 计算。屋面活荷载与雪荷载不同时考虑。

#### 2. 梁、柱及墙等的重力荷载

梁、柱重量可按其设计尺寸及材料重度标准值 (见表 1-6) 确定。对现浇板肋梁楼盖，因板自重已计入楼面 (屋面) 的恒荷载之中，故计算梁自重时，梁截面高度应取梁原高度减去板厚。注意，梁两侧的面层 (粉刷层、贴面等) 重量也应计入梁自重内。

墙体重量可根据其厚度及材料容重标准值计算，其两侧的粉刷层 (或贴面) 重量应计入墙自重内。门、窗重量可根据其材料种类，按《荷载规范》查取单位面积重量进行计算，其中钢、木门窗重量可由表 1-6 查取。

### 2.2.2 风荷载计算

垂直于建筑物表面上的风荷载标准值按式 (1-3) 计算，对于特别重要或对风荷载比较敏感的高层建筑，承载力计算时应按基本风压 1.1 倍采用。

对于框架结构，应将按式 (1-3) 所得的沿房屋高度的分布风荷载，按静力等效原理化为作用于各层楼面处的集中风荷载，以便于框架内力计算。

### 2.2.3 水平地震作用计算

地震作用的计算原则及计算方法在第 1.4 节中已有阐述，本节结合多、高层框架结构房屋的特点作一些补充说明。

#### 1. 抗震计算单元及动力计算简图

结构抗震分析时一般取整个房屋或防震缝区段 (设防震缝时) 为计算单元，动力计算简图为串联多自由度体系，如图 2-3 所示。

集中于各质点的重力荷载  $G_i$ ，为计算单元范围内各层楼面上的重力荷载代表值及上

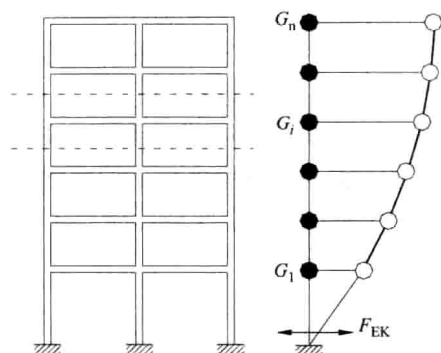


图 2-3 动力计算简图

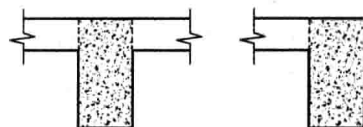


图 2-4 梁截面惯性矩  $I_0$

下各半层的墙、柱等重量。计算  $G_i$  时，各可变荷载的组合值系数按表 1-13 的规定采用；无论是否为上人屋面，其屋面上的可变荷载均取雪荷载。

## 2. 框架侧向刚度计算

梁的线刚度  $i_b = E_c I_b / l$ ，其中  $E_c$  为混凝土弹性模量； $l$  为梁的计算跨度； $I_b$  为梁截面惯性矩，对装配式楼面， $I_b$  按梁的实际截面计算；对现浇楼面及装配整体式楼面， $I_b$  可近似按表 2-1 采用，其中  $I_0$  为梁矩形部分的截面惯性矩（图 2-4）。

梁截面惯性矩取值

表 2-1

楼面做法	中框架梁	边框架梁
现浇楼面	$I_b = 2.0 I_0$	$I_b = 1.5 I_0$
装配整体式楼面	$I_b = 1.5 I_0$	$I_b = 1.2 I_0$

柱的线刚度  $i_c = E_c I_c / h$ ，其中  $I_c$  为柱的截面惯性矩； $h$  为框架柱的计算高度。柱的侧向刚度  $D$  值按下式计算：

$$D = \alpha_c \frac{12 i_c}{h^2} \quad (2-3)$$

式中  $\alpha_c$ ——柱侧向刚度修正系数，对不同情况按表 2-2 计算，其中  $\bar{K}$  表示梁柱线刚无比。

柱侧向刚度修正系数  $\alpha_c$

表 2-2

位 置	边 柱		中 柱		$\alpha_c$
	简 图	$\bar{K}$	简 图	$\bar{K}$	
一般层		$\bar{K} = \frac{i_2 + i_4}{2 i_c}$		$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2 i_c}$	$\alpha_c = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$
底层	固接 	$\bar{K} = \frac{i_2}{i_c}$		$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2}{i_c}$	$\alpha_c = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
	铰接 	$\bar{K} = \frac{i_2}{i_c}$		$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2}{i_c}$	$\alpha_c = \frac{0.5 \bar{K}}{1 + 2 \bar{K}}$

按式 (2-3) 可计算出各柱的侧向刚度, 将计算单元范围内同层所有柱的  $D$  值相加, 即为该层框架的总侧向刚度  $\sum D_i$ 。框架各层的  $\sum D_i$  应沿高度均匀分布, 即应满足竖向规则建筑的要求, 详见第 1.2 节所述。如不满足要求, 则应调整梁、柱截面尺寸或材料强度等级, 重新计算  $\sum D_i$ , 直至满足为止。

### 3. 结构基本自振周期计算

对于质量和刚度沿高度分布比较均匀的框架结构、框架-剪力墙结构和剪力墙结构, 其基本自振周期  $T_1$  (s) 可按下列式计算:

$$T_1 = 1.7 \Psi_T \sqrt{u_T} \quad (2-4)$$

式中  $u_T$ ——计算结构基本自振周期用的结构顶点假想位移 (m), 即假想把集中在各层楼面处的重力荷载代表值  $G_i$  作为水平荷载而算得的结构顶点位移;

$\Psi_T$ ——结构基本自振周期考虑非承重砖墙影响的折减系数, 框架结构取 0.6~0.7; 框架-剪力墙结构取 0.7~0.8; 剪力墙结构取 0.8~1.0。

对于带屋面局部突出间的房屋,  $u_T$  应取主体结构顶点的位移。突出间对主体结构顶点位移的影响, 可按顶点位移相等的原则, 将其重力荷载代表值折算到主体结构的顶层。当屋面突出部分为两层 (图 2-5) 时, 其折算重力荷载  $G_e$  可按下列式计算:

$$G_e = G_{n+1} \left( 1 + \frac{3}{2} \frac{h_1}{H} \right) + G_{n+2} \left( 1 + \frac{3}{2} \frac{h_1 + h_2}{H} \right) \quad (2-5)$$

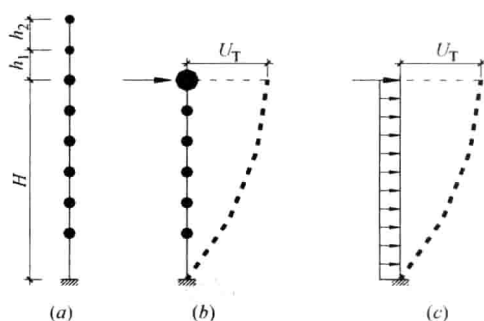


图 2-5 带屋面突出间房屋  $u_T$  计算

式中  $H$ ——主体结构的计算高度;

其余符号意义见图 2-5。

当屋面突出部分为几层时, 也可按式 (2-5) 的规律写出相应的计算公式。

对框架结构, 式 (2-4) 中的  $u_T$  按下列公式计算:

$$V_{Gi} = \sum_{k=i}^n G_k \quad (2-6)$$

$$(\Delta u)_i = V_{Gi} / \sum_{j=1}^s D_{ij} \quad (2-7)$$

$$u_T = \sum_{k=1}^n (\Delta u)_k \quad (2-8)$$

式中  $G_k$ ——集中在  $k$  层楼面处的重力荷载代表值;

$V_{Gi}$ ——把集中在各层楼面处的重力荷载代表值视为水平荷载而得的第  $i$  层的层间剪力;

$\sum_{j=1}^s D_{ij}$ ——第  $i$  层的层间侧向刚度;

$(\Delta u)_i$ 、 $(\Delta u)_k$ ——分别为第  $i$ 、 $k$  层的层间侧移;

$s$ ——同层内框架柱的总数。

### 4. 水平地震作用计算及剪重比验算

当房屋高度不超过 40m, 以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀时, 其水平地震作用可用底部剪力法计算。结构总水平地震作用及各质点的水平地震作用标准值分别按式 (1-21) 和式 (1-22) 计算。

按式 (1-23) 计算各楼层地震剪力标准值, 然后按式 (1-24) 进行剪重比验算。

## 2.3 水平荷载作用下框架结构的内力和位移计算

水平位移验算一般宜在结构内力计算之前进行, 以减少因构件刚度不足而做的重复计算。

### 2.3.1 水平荷载作用下的位移验算

水平荷载 (包括水平地震作用和风荷载) 作用下框架结构的水平位移可用  $D$  值法计算。框架结构第  $i$  层的层间剪力  $V_i$ 、层间位移  $(\Delta u)_i$  及结构顶点位移  $u$  分别按下列各式计算:

$$V_i = \sum_{k=i}^n F_k \quad (2-9)$$

$$(\Delta u)_i = V_i / \sum_{j=1}^s D_{ij} \quad (2-10)$$

$$u = \sum_{k=1}^n (\Delta u)_k \quad (2-11)$$

式中  $F_k$ ——作用在  $k$  层楼面处的水平荷载 (水平地震作用或风荷载);

其余符号意义同前。

按式 (2-10) 计算的框架结构各层层间位移, 应满足式 (1-36) 的要求。当不满足时, 说明梁、柱截面尺寸偏小, 应调整梁、柱截面尺寸或提高混凝土强度等级, 并重新计算框架的侧向刚度, 进而计算位移及进行位移验算, 直至满足为止。

### 2.3.2 水平荷载作用下的内力计算

在按式 (2-9) 求得框架结构第  $i$  层的层间剪力  $V_i$  后,  $i$  层  $j$  柱分配到的剪力  $V_{ij}$  以及该柱上、下端的弯矩  $M_{ij}^b$  和  $M_{ij}^a$  分别按下列各式计算:

$$V_{ij} = \frac{D_{ij}}{\sum_{j=1}^s D_{ij}} V_i \quad (2-12)$$

$$\left. \begin{aligned} M_{ij}^b &= V_{ij} \cdot y h \\ M_{ij}^a &= V_{ij} \cdot (1-y) h \end{aligned} \right\} \quad (2-13)$$

$$y = y_n + y_1 + y_2 + y_3 \quad (2-14)$$

式中  $D_{ij}$ —— $i$  层  $j$  柱的侧向刚度;

$h$ ——该层柱的计算高度;

$y$ ——框架柱的反弯点高度比;

$y_n$ ——框架柱的标准反弯点高度比, 当为风荷载作用时, 由表 2-3 查取, 当为水平地震作用时, 由表 2-4 查取, 当为顶点集中荷载作用时, 由表 2-5 查取;

$y_1$ ——上、下层梁线刚度变化时反弯点高度比的修正值, 由表 2-6 查取;  $y_2$ 、 $y_3$

分别为上、下层层高变化时反弯点高度比的修正值，由表 2-7 查取。

表 2-3~表 2-5 中， $\bar{K}$  表示梁柱线刚度比； $m$  表示结构总层数； $n$  表示该柱所在的楼层位置。

梁端弯矩  $M_b$ 、剪力  $V_b$  及柱轴力  $N_i$  分别按下列各式计算：

$$\left. \begin{aligned} M_b^l &= \frac{i_b^l}{i_b^l + i_b^r} (M_{i+1,j}^b + M_{ij}^u) \\ M_b^r &= \frac{i_b^r}{i_b^l + i_b^r} (M_{i+1,j}^b + M_{ij}^u) \end{aligned} \right\} \quad (2-15)$$

均布水平荷载下各层标准反弯点高度比  $y_n$  表 2-3

$m$	$n \backslash \bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
	2	0.45	0.40	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
2	1	0.95	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50
	3	0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
3	2	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	1	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
4	4	-0.05	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	3	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.10	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5	-0.20	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
6	6	-0.30	0.00	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5	0.00	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	4	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
7	7	-0.35	-0.05	0.10	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	6	-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
8	8	-0.35	-0.15	0.10	0.10	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	7	-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55



续表

$m$	$\begin{matrix} \overline{K} \\ n \end{matrix}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
9	9	-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	7	0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
10	10	-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.30	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	9	-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	8	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	-0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
11	11	-0.40	0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	10	-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	9	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
12 以上	自上 1	-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	中间	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	自下 1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55

倒三角形分布水平荷载下各层标准反弯点高度比  $y_n$ 

表 2-4

$m$	$\bar{K}$ $n$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
	1	1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
3	3	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	2	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
4	4	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50
5	5	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.20	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55
6	6	-0.15	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
7	7	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	6	0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
8	8	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	7	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
9	9	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50

续表

$m$	$\bar{K}$ $n$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
9	6	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	1.00	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
10	10	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	9	-0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
11	11	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	10	-0.05	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	9	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.25	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.44	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
12 以上	自上 1	-0.30	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	-0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	3	0.05	0.25	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.15	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.25	0.30	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.35	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	中间	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.70	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	自下 1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

顶点集中水平荷载作用下各层柱标准反弯点高度比  $y_n$ 

表 2-5

$m$	$\begin{matrix} \overline{K} \\ n \end{matrix}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	1	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	1.15	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
3	3	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
4	4	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
5	5	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.90	0.70	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.40	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
6	6	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.90	0.70	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.40	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
7	7	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.70	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.90	0.70	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.40	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
8	8	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.70	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.90	0.70	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.40	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
9	9	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50

[illegible]

上、下梁相对刚度变化的修正值  $y_1$ 

表 2-6

$\bar{K}$ $\alpha_1$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00
0.8	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

注：对底层柱不考虑  $\alpha_1$  值，不作此项修正。

上、下层高不同的修正值  $y_2$  和  $y_3$ 

表 2-7

$\alpha_2$	$\bar{K}$ $\alpha_3$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
2.0		0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
1.8		0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0
1.6	0.4	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
1.4	0.6	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	0.8	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.8	1.2	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	1.4	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4	1.6	-0.15	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.8	-0.20	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0
	2.0	-0.25	-0.15	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0

注： $y_2$ ——上层层高变化的修正值，按照  $\alpha_2$  求得，上层较高时为正值，但对于最上层  $y_2$  可不考虑；

$y_3$ ——下层层高变化的修正值，按照  $\alpha_3$  求得，对于最下层  $y_3$  可不考虑。

$$V_b = \frac{M_b^1 + M_b^2}{l} \quad (2-16)$$

$$N_i = \sum_{k=i}^n (V_b^i - V_b^k) \quad (2-17)$$

式中  $i_b^l$ 、 $i_b^r$ ——分别表示节点左、右梁的线刚度（图 2-6b）；

$M_b^l$ 、 $M_b^r$ ——分别表示节点左、右梁端的弯矩；

$N_i$ ——柱在  $i$  层的轴力，以受压为正；

其余符号意义见图 2-6。

注意，按上述方法求得的梁、柱端弯矩和剪力均为支座中心处的弯矩和剪力，应进而求得梁、柱支座边缘截面的弯矩和剪力。

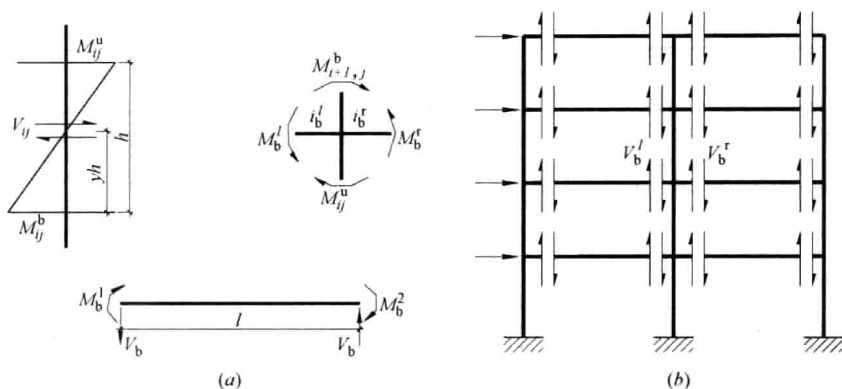


图 2-6 框架内力示意图

## 2.4 竖向荷载作用下框架结构内力计算

### 2.4.1 计算简图及荷载计算

竖向荷载作用下，一般取平面结构单元，按平面计算简图进行内力分析。根据结构布置及楼面荷载分布等情况，选取几榀有代表性的框架进行计算。作用在每榀框架上的荷载为将梁、板视为简支时的支座反力；如果楼面荷载均匀分布，则可从相邻柱距中线截取计算单元（图 2-7a），框架承受的竖向荷载为计算单元范围内的恒、活荷载；对现浇楼面结构，作用在框架梁、柱上的荷载可能为集中荷载、均布荷载、三角形或梯形分布荷载以及力矩等（图 2-7b）。

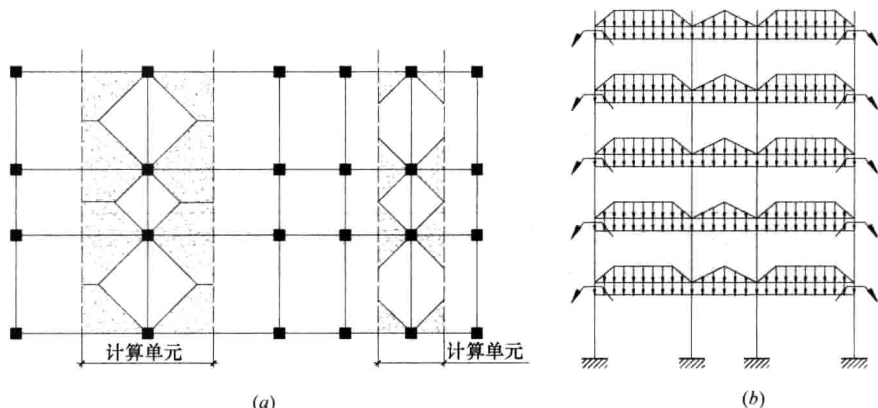


图 2-7 竖向荷载作用下框架结构计算简图

地震区的建筑结构一般要考虑两种内力组合：一种为考虑地震作用效应的组合，这种组合要求计算“恒载+0.5 楼面活荷载”产生的内力；另一种为不考虑地震作用效应的组合，此时要求计算“恒载+楼面活荷载”产生的内力。另外，第一种组合中的屋面活荷载应取雪荷载，而第二种组合时则应取屋面活荷载与雪荷载两者中的较大值。因此，竖向荷载作用下框架内力分析时，应分别计算“恒载”、“楼面活荷载（屋面取活荷载）”及“楼面活荷载（屋面取雪荷载）”三种荷载作用下的框架内力。

在设计楼面梁、柱、墙及基础时，第二种组合中的楼面活荷载应乘以折减系数。这将使计算工作量增加很多，手算时可不考虑。

### 2.4.2 竖向荷载作用下的内力计算

对多、高层框架结构，手算时可用弯矩二次分配法计算梁、柱端弯矩。此法要求先确定梁的固端弯矩及节点各杆的弯矩分配系数，而后进行弯矩分配与传递。几种常见荷载作用下梁的固端弯矩计算公式见表 2-8。节点的不平衡力矩包括节点两侧反号的梁固端弯矩及由悬挑构件或纵梁偏心所产生的节点集中力矩，应将它们的代数和相加进行分配，最终的杆端弯矩应为固端弯矩与分配弯矩之代数和。

梁端弯矩求出后，从框架中截取梁为隔离体，用平衡条件可得梁端剪力及跨中弯矩。某层柱的轴力为该层以上所有与该柱相连的梁端剪力与节点集中力之和，当为恒载作用时，柱轴力中应包括柱自重。柱端剪力可由柱端弯矩用平衡条件确定。

### 2.4.3 活荷载的不利布置及梁端截面负弯矩调整

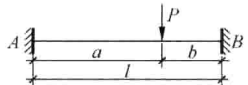
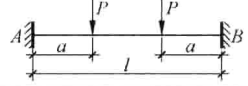

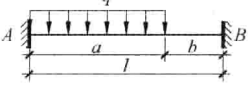
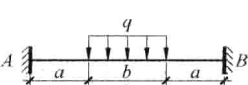
计算活荷载作用下的框架内力时，按理应考虑活荷载的不利布置，但这样将使计算量增加很多，故手算时一般采用简化方法。对于一般民用建筑，可按活荷载满布计算。将如此求得的梁支座截面弯矩和跨中截面弯矩乘以 1.1~1.3 的系数。

为了便于施工及提高框架结构的延性，通常对竖向荷载作用下的梁端截面负弯矩进行调整。对现浇框架结构，调整后的梁端截面负弯矩可取 0.8~0.9 倍弹性弯矩；对装配式框架结构，可取 0.7~0.8 倍弹性弯矩。梁端截面负弯矩调整后，跨中截面弯矩应按调整后的梁端截面弯矩及相应荷载用平衡条件求得。

按上述方法求得的梁、柱端弯矩和剪力为梁、柱支座中心处的弯矩和剪力，应进而求出梁支座边缘截面的弯矩和剪力。

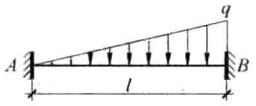
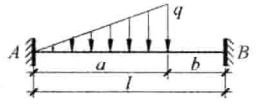
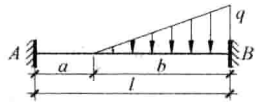
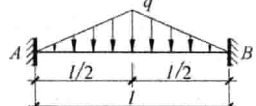
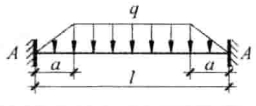
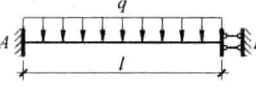
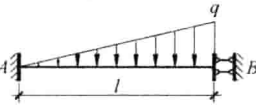
等截面梁固端弯矩及杆端剪力

表 2-8

简 图	杆 端 弯 矩		杆 端 剪 力	
	$M_{AB}$	$M_{BA}$	$V_{AB}$	$V_{BA}$
	$-Pa \cdot \beta^2$	$Pb \cdot \alpha^2$	$P\beta^2(1+2\alpha)$	$-P\alpha^2(1+2\beta)$
	$-Pa \cdot (1-\alpha)$	$-Pa(1-\alpha)$	$P$	$-P$
	$-\frac{1}{12}ql^2$	$\frac{1}{12}ql^2$	$\frac{ql}{2}$	$-\frac{ql}{2}$
	$-\frac{qa^2}{12}(6-8\alpha+3\alpha^2)$	$\frac{qa^2}{12}(4-3\alpha)\alpha$	$\frac{qa}{12}(2-2\alpha^2+\alpha^3)$	$-\frac{qa}{12}(2-\alpha)\alpha^2$
	$-\frac{qbl}{24}(3-\beta^2)$	$\frac{qbl}{24}(3-\beta^2)$	$\frac{qb}{2}$	$-\frac{qb}{2}$



续表

简 图	杆 端 弯 矩		杆 端 剪 力	
	$M_{AB}$	$M_{BA}$	$V_{AB}$	$V_{BA}$
	$-\frac{ql^2}{30}$	$\frac{ql^2}{20}$	$\frac{3}{20}ql$	$-\frac{7}{20}ql$
	$-\frac{qa^2}{6}\left(2-3\alpha+\frac{6\alpha^2}{5}\right)$	$\frac{qa^2}{4}\left(1-\frac{4\alpha}{5}\right)\alpha$	$\frac{qa}{4}\left(2-3\alpha^2+\frac{8\alpha^3}{5}\right)$	$-\frac{qa}{4}\left(3-\frac{8\alpha}{5}\right)\alpha^2$
	$-\frac{qb^2}{12}\left(1-\frac{3\beta}{5}\right)\beta$	$\frac{qb^2}{12}\left(2\alpha+\frac{3\beta^2}{5}\right)$	$\frac{qb}{4}\left(1-\frac{2\beta}{5}\right)\beta^2$	$-\frac{qb}{4}\left(2-\beta^2+\frac{2\beta^3}{5}\right)$
	$-\frac{5}{96}ql^2$	$\frac{5}{96}ql^2$	$\frac{1}{4}ql$	$-\frac{1}{4}ql$
	$-\frac{ql^2}{12}(1-2\alpha^2+\alpha^3)$	$\frac{ql^2}{12}(1-2\alpha^2+\alpha^3)$	$\frac{ql}{2}(1-\alpha)$	$-\frac{ql}{2}(1-\alpha)$
	$-\frac{1}{3}ql^2$	$-\frac{1}{6}ql^2$	$ql$	0
	$-\frac{5}{24}ql^2$	$-\frac{1}{8}ql^2$	$\frac{1}{2}ql$	0

注:  $\alpha=a/l$ ,  $\beta=b/l$ 。

## 2.5 框架梁、柱内力组合

### 2.5.1 结构的抗震等级

在抗震设计中,结构的延性具有与其抗震承载力同等甚至更大的重要性。结构对延性和耗能能力要求的严格程度可分为四级:很严格(一级)、严格(二级)、较严格(三级)和一般(四级),这称之为结构的抗震等级。设计时应根据不同的抗震等级采用相应的计算和构造措施。

钢筋混凝土房屋应根据烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级。抗震等级的确定应符合下列要求:丙类建筑宜按表 2-9 确定;甲类建筑和乙类建筑应按本地区设防烈

度提高一度后按表 2-9 确定。框架-抗震墙结构中，在基本振型地震作用下，若框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%，其框架部分的抗震等级应按框架结构确定。裙房与主楼相连，除应按裙房本身确定外，不应低于主楼的抗震等级；主楼结构在裙房顶层及相邻上下各一层应适当加强抗震构造措施。裙房与主楼分离时，应按裙房本身确定抗震等级。当地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，地下一层的抗震等级应与上部结构相同，地下一层以下的抗震等级可根据具体情况采用三级或更低等级。地下室中无上部结构的部分，可根据具体情况采用三级或更低等级。

现浇钢筋混凝土房屋的抗震等级 表 2-9

结构类型		设防烈度										
		6		7			8			9		
框架结构	高度(m)	≤24	>24	≤24	>24		≤24	>24		≤24		
	框架	四	三	三	二		二	一		一		
	大跨度框架	三		二			一			一		
框架-抗震墙结构	高度(m)	≤60	>60	≤24	25~60	>60	≤24	25~60	>60	≤24	25~50	
	框架	四	三	四	三	二	三	二	一	二	一	
	抗震墙	三		三	二		二	一		一		
抗震墙结构	高度(m)	≤80	>80	≤24	25~80	>80	<24	25~80	>80	≤24	25~60	
	剪力墙	四	三	四	三	二	三	二	一	二	一	
部分框支抗震墙结构	高度(m)	≤80	>80	≤24	25~80	>80	≤24	25~80	—	—		
	抗震墙	一般部位	四	三	四	三	二	三				二
		加强部位	三	二	三	二	一	二				一
	框支层框架		二		二		一	一				
框架-核心筒	框架	三		二			一			一		
	核心筒	二		二			一			一		
筒中筒	外筒	三		二			一			一		
	内筒	三		二			一			一		
板柱-抗震墙结构	高度(m)	≤35	>35	≤35	>35		≤35		>35	—		
	框架、板柱的柱	三	二	二	二		一					
	抗震墙	二	二	二	一		二		一			

- 注：1. 建筑场地为Ⅰ类时，除 6 度外应允许按表内降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低；
2. 接近或等于高度分界时，应允许结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级；
3. 大跨度框架指跨度大于 18m 的框架；
4. 高度不超过 60m 的框架-核心筒结构按框架-抗震墙的要求设计时，应按表中框架-抗震墙的规定确定抗震等级。

非抗震设计及抗震设计时作用效应的组合原则已分别在 1.3.3 和 1.4.6 节阐述，本节结合框架结构的特点给予具体说明。

框架梁内力控制截面一般取两端支座截面及跨中截面。支座截面内力有支座正、负弯矩及剪力，跨中截面一般为跨中正弯矩。

### 1. 梁支座截面组合的负弯矩设计值

#### 非抗震设计

$$\left. \begin{aligned} -M &= -(1.2M_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4M_{wk} + 0.7 \times 1.4M_{Qk}) \\ -M &= -(1.0M_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4M_{wk} + 0.7 \times 1.4M_{Qk}) \\ -M &= -(1.2M_{Gk} + 1.0 \times 1.4M_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4M_{wk}) \\ -M &= -(1.0M_{Gk} + 1.0 \times 1.4M_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4M_{wk}) \\ -M &= -(1.35M_{Gk} + 0.7 \times 1.4M_{Qk}) \end{aligned} \right\} \quad (2-18)$$

#### 抗震设计

$$-M = -(1.2M_{GE} + 1.3M_{Ehk}) \quad (2-19)$$

式中  $M_{Gk}$ 、 $M_{Qk}$ 、 $M_{wk}$ ——分别为由恒载、楼面活荷载及风载标准值在梁截面上产生的弯矩标准值；

$M_{GE}$ 、 $M_{Ehk}$ ——分别为由重力荷载代表值及水平地震作用标准值在梁截面上产生的弯矩标准值。

### 2. 梁支座组合的正弯矩设计值

#### 非抗震设计

$$M = 1.4M_{wk} - 1.0M_{Gk} \quad (2-20)$$

#### 抗震设计

$$M = 1.3M_{Ehk} - 1.0M_{GE} \quad (2-21)$$

按式 (2-18)~式 (2-21) 组合内力时，其中  $M_{Gk}$ 、 $M_{Qk}$ 、 $M_{GE}$  可乘以弯矩调整系数  $\beta$ 。

### 3. 梁端剪力

#### 非抗震设计

$$\left. \begin{aligned} V &= 1.2V_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4V_{wk} + 0.7 \times 1.4V_{Qk} \\ V &= 1.0V_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4V_{wk} + 0.7 \times 1.4V_{Qk} \\ V &= 1.2V_{Gk} + 1.0 \times 1.4V_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4V_{wk} \\ V &= 1.0V_{Gk} + 1.0 \times 1.4V_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4V_{wk} \\ V &= 1.35V_{Gk} + 0.7 \times 1.4V_{Qk} \end{aligned} \right\} \quad (2-22)$$

式中  $V_{Gk}$ 、 $V_{Qk}$ 、 $V_{wk}$ ——分别表示由恒载、楼面活荷载及风荷载标准值在梁端截面产生的剪力标准值。

抗震设计时，一、二、三级的框架梁和抗震墙的连接梁，其梁端截面组合的剪力设计值应按式调整：

$$V = \eta_{vb}(M_b^l + M_b^r)/l_n + V_{Gb} \quad (2-23)$$

一级框架结构和 9 度的一级框架梁、连梁可不按上式调整，但应符合下式要求：

$$V = 1.1(M_{bua}^l + M_{bua}^r)/l_n + V_{Gb} \quad (2-24)$$

式中  $l_n$ ——梁的净跨；

$V_{Gb}$ ——梁在重力荷载代表值（9 度时高层建筑还包括竖向地震作用标准值）作用下，按简支梁分析的梁端截面剪力设计值；

$M_b^l$ 、 $M_b^r$ ——分别为梁左、右端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值，一级框架两端弯矩均为负弯矩时，绝对值较小一端的弯矩取零；

$M_{bua}^l$ 、 $M_{bua}^r$ ——分别为梁左、右端截面反时针或顺时针方向根据实配钢筋面积（考虑受压钢筋和相关楼板钢筋）和材料强度标准值计算的抗震受弯承载力所对应的弯

矩值；

$\eta_{vb}$ ——梁端剪力增大系数，一级为 1.3，二级为 1.2，三级为 1.1。

式 (2-23) 中  $M_b^l$  与  $M_b^r$  之和以及式 (2-23a) 中  $M_{bua}^l$  与  $M_{bua}^r$  之和，应分别按顺时针和反时针方向进行计算，并取其较大值。每端的  $M_{bua}$  值可按受弯构件正截面承载力公式计算，但在计算中材料取强度标准值，并取实配的钢筋面积，不等式改为等式，同时在等式右边除以梁的正截面承载力抗震调整系数。

#### 4. 梁跨间最大正弯矩组合的设计值

抗震设计及非抗震设计时，梁跨间最大正弯矩的确定方法相同，故仅以抗震设计为例予以说明。

抗震设计时，梁跨间最大弯矩应是水平地震作用产生的跨间弯矩与相应的重力荷载代表值产生的跨间弯矩的组合。由于水平地震作用可能来自左、右两个方向，因而应考虑两种可能性，分别求出跨间弯矩，然后取较大者进行截面配筋计算，如图 2-8 所示。求跨间最大弯矩通常采用两种方法：作弯矩包络图及解析法。下面以左地震作用为例说明如何用解析法求跨间最大弯矩。

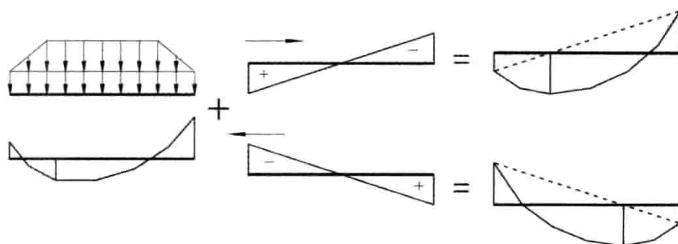


图 2-8 梁跨间最大弯矩组合

从框架中截取梁为隔离体，如图 2-9 所示。梁上作用重力荷载代表值的设计值  $1.2q_1$  (梁自重及墙重等) 和  $1.2q_2$  (板重及楼面活载的组合值)；梁两端作用组合的弯矩设计值，它等于水平地震作用及重力荷载代表值产生的弯矩设计值之和，即

$$M_b^l = 1.3M_{Ehk}^l - 1.2M_{GE}^l\beta$$

$$M_b^r = 1.3M_{Ehk}^r + 1.2M_{GE}^r\beta$$

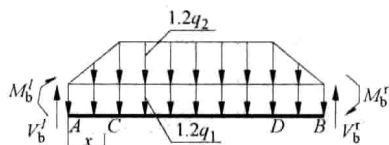


图 2-9 梁跨间最大弯矩计算

此处  $\beta$  为弯矩调整系数。按下述步骤求梁跨间最大弯矩：

(1) 用平衡条件求梁端剪力  $V_b^l$ ；

(2) 写出距梁端  $x$  截面处的弯矩方程式  $M(x)$ ；对图 2-9 所示情况，最大弯矩可能在 AC 段或 CD 段，应分段写出方程式；

(3) 令  $dM(x)/dx=0$ ，求出  $x$ 。若  $x>0$  且与原假定相符合 (如假定  $x$  在 AC 段)，则所得  $x$  有效；若  $x>0$  但与原假定不符合，应重新写  $M(x)$  并求  $x$ ；若  $x<0$ ，说明梁跨间弯矩比梁端正弯矩小，此时应以梁端正弯矩作为跨间最大弯矩；

(4) 将  $x$  代入  $M(x)$ ，即得梁跨间最大正弯矩。

#### 2.5.2 框架柱内力组合

柱内力控制截面一般取柱上、下端截面，每个截面上有  $M$ 、 $N$  和  $V$ 。

##### 1. 柱端弯矩 $M$ 和轴力 $N$ 组合的设计值

## 非抗震设计

$$\left. \begin{aligned} M &= 1.2M_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4M_{wk} + 0.7 \times 1.4M_{Qk} \\ M &= 1.0M_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4M_{wk} + 0.7 \times 1.4M_{Qk} \\ N &= 1.2N_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4N_{wk} + 0.7 \times 1.4N_{Qk} \\ N &= 1.0N_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4N_{wk} + 0.7 \times 1.4N_{Qk} \end{aligned} \right\} \quad (2-25)$$

$$\left. \begin{aligned} M &= 1.2M_{Gk} + 1.0 \times 1.4M_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4M_{wk} \\ M &= 1.0M_{Gk} + 1.0 \times 1.4M_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4M_{wk} \\ N &= 1.2N_{Gk} + 1.0 \times 1.4N_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4N_{wk} \\ N &= 1.0N_{Gk} + 1.0 \times 1.4N_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4N_{wk} \end{aligned} \right\} \quad (2-26)$$

$$\left. \begin{aligned} M &= 1.35M_{Gk} + 0.7 \times 1.4M_{Qk} \\ N &= 1.35N_{Gk} + 0.7 \times 1.4N_{Qk} \end{aligned} \right\} \quad (2-27)$$

## 抗震设计

$$\left. \begin{aligned} M &= 1.2M_{GE} + 1.3M_{Ehk} \\ N &= 1.2N_{GE} + 1.3N_{Ehk} \end{aligned} \right\} \quad (2-28)$$

式中  $M_{Gk}$ 、 $M_{Qk}$ 、 $M_{wk}$ ——分别为由恒载、楼面活载及风载标准值在柱端截面产生的弯矩标准值；

$N_{Gk}$ 、 $N_{Qk}$ 、 $N_{wk}$ ——分别为由恒载、楼面活载及风载标准值在柱端截面产生的轴力标准值；

$M_{GE}$ 、 $N_{GE}$ 、 $M_{Ehk}$ 、 $N_{Ehk}$ ——分别为由重力荷载代表值及水平地震作用标准值在柱端截面产生的弯矩、轴力标准值。

由于柱是偏心受力构件且一般采用对称配筋，故应从上述组合中求出下列最不利内力：

- (1)  $|M|_{\max}$  及相应的  $N$ ；
- (2)  $N_{\max}$  及相应的  $M$ ；
- (3)  $N_{\min}$  及相应的  $M$ 。

对于抗震设计的组合或非抗震设计中考虑风荷载的组合，应注意从两个方向的水平地震作用或风荷载效应中确定最不利内力，如图 2-10 所示。

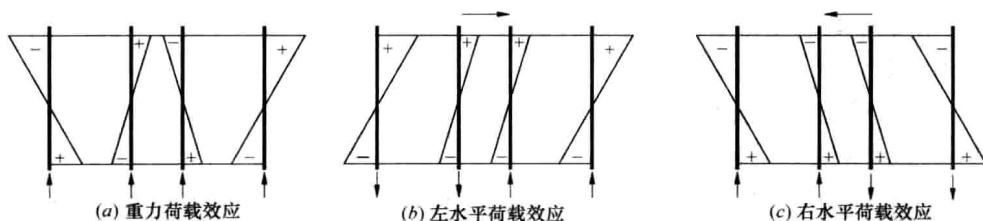


图 2-10 柱荷载效应

### 2. 柱端弯矩设计值的调整

(1) 一、二、三、四级框架的梁柱节点处，除框架顶层和轴压比小于 0.15 者及框支梁与框支柱的节点外，柱端组合的弯矩设计值应符合下式要求：

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (2-29)$$

一级框架结构和 9 度的一级框架可不符合上式要求, 但应符合下式要求:

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (2-30)$$

式中  $\sum M_c$ ——节点上下柱端截面顺时针或反时针方向组合的弯矩设计值之和, 上下柱端的弯矩设计值, 可按弹性分析分配;

$\sum M_b$ ——节点左右梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和, 一级框架节点左右梁端均为负弯矩时, 绝对值较小的弯矩应取零;

$\sum M_{bua}$ ——节点左右梁端截面反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和, 根据实配钢筋面积 (计入梁受压筋和相关楼板钢筋) 和材料强度标准值确定;

$\eta_c$ ——柱端弯矩增大系数; 对框架结构, 一、二、三、四级可分别取 1.7、1.5、1.3、1.2; 其他结构类型中的框架, 一级可取 1.4, 二级可取 1.2, 三、四级可取 1.1。

当反弯点不在柱的层高范围内时, 柱端截面组合的弯矩设计值可乘以上述柱端弯矩增大系数  $\eta_c$ 。因为当框架底部若干层的柱反弯点不在楼层内时, 说明该若干层的框架梁相对较弱, 为了避免在竖向荷载和地震共同作用下引起变形集中, 压屈失稳, 故对柱端弯矩乘以柱端弯矩增大系数。

(2) 为了避免框架柱脚过早屈服, 一、二、三、四级框架结构的底层, 柱下端截面组合的弯矩设计值, 应分别乘以增大系数 1.7、1.5、1.3 和 1.2。此处, 底层是指无地下室的基础以上或地下室以上的首层。底层柱纵向钢筋应按上下端的不利情况配置。

### 3. 柱端组合的剪力设计值的调整

非抗震设计时, 柱端截面组合的剪力设计值的表达式与梁相同, 见式 (2-22), 此时式中的  $V$  应为各种荷载作用下的柱端剪力。

抗震设计时, 一、二、三、四级的框架柱和框支柱端部组合的剪力设计值应按下式调整:

$$V = \eta_{vc} (M_c^t + M_c^b) / H_n \quad (2-31)$$

一级的框架结构和 9 度的一级框架可不按上式调整, 但应符合下式要求:

$$V = 1.2 (M_{cua}^t + M_{cua}^b) / H_n \quad (2-32)$$

式中  $V$ ——柱端截面组合的剪力设计值;

$H_n$ ——柱的净高;

$M_c^t$ 、 $M_c^b$ ——分别为柱的上下端顺时针或反时针方向截面组合的弯矩设计值, 应符合上述柱端弯矩设计值调整的要求 (即式 2-29 或式 2-30);

$M_{cua}^t$ 、 $M_{cua}^b$ ——分别为偏心受压柱的上下端顺时针或反时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值, 根据实配钢筋面积、材料强度标准值和轴压力等确定;

$\eta_{vc}$ ——柱端剪力增大系数; 对框架结构, 一、二、三、四级可分别取 1.5、1.3、1.2、1.1; 其他结构类型中的框架, 一级可取 1.4, 二级可取 1.2, 三、四级可取 1.1。

式 (2-31) 中  $M_c^t$  与  $M_c^b$  之和以及式 (2-32) 中  $M_{cua}^t$  与  $M_{cua}^b$  之和, 应分别按顺时针和反时针方向进行计算, 并取其较大值。

#### 4. 框架角柱地震作用效应的调整

由地震引起的建筑结构扭转,会使角柱地震作用效应明显增大,故应对角柱的地震作用效应予以调整。一、二、三、四级框架的角柱,经过上述调整后的组合弯矩设计值、剪力设计值尚应乘以不小于 1.10 的增大系数。

## 2.6 构件设计及构造措施

通过内力组合求得梁、柱构件各控制截面的最不利内力设计值并进行必要的调整后,即可对其进行截面配筋计算和采取构造措施。

### 2.6.1 一般原则

(1) 从抗震设计及非抗震设计的组合的内力设计值中,选取最不利的内力设计值进行截面配筋计算。

#### (2) 构件的抗震承载力计算方法

1) 正截面抗震承载力。试验研究表明,在低周反复荷载作用下,构件的正截面承载力与一次加载时的正截面承载力没有太多差别。因此,对框架梁、柱、剪力墙及连梁等构件,其正截面承载力仍可用非抗震设计的相应公式计算,但应考虑相应的承载力抗震调整系数。

2) 斜截面抗震受剪承载力。试验研究表明,在低周反复荷载作用下,构件上出现两不同方向的交叉斜裂缝,直接承受剪力的混凝土受压区因有斜裂缝通过,其受剪承载力比一次加载时的受剪承载力低。因此抗震设计时,框架梁、柱、剪力墙及连梁等构件的斜截面受剪承载力值比非抗震设计时低,且应考虑相应的承载力抗震调整系数。

(3) 抗震设计时,构件除应具有足够的承载力和适当的刚度外,还应具有良好的延性。为此,截面设计应遵循以下原则:

1) 强柱弱梁。指设计框架时应保证框架柱的受弯承载力大于梁的受弯承载力,避免柱中出现塑性铰而形成柱铰型破坏机构。因为梁铰破坏机构的抗震性能优于柱铰破坏机构。

2) 强剪弱弯。指框架梁、柱、剪力墙及连梁等构件的斜截面受剪承载力宜大于构件弯曲屈服时实际达到的剪力值,防止构件发生脆性剪切破坏。

3) 强节点、强锚固。强节点是指梁柱节点的承载力应高于相邻构件的承载力,强锚固是指构件在达到极限承载力之前不应发生锚固失效。这是为了防止节点破坏或锚固失效发生在塑性铰充分发挥作用之前,以确保框架结构的延性要求。

(4) 抗震设计时,为保证结构构件具有良好的抗震性能,应选用合适的结构材料。

试验表明,强度等级偏低的混凝土,钢筋与混凝土之间的粘结强度较差,钢筋受力后容易发生滑移。混凝土强度过高,则脆性明显,影响结构的延性。因此,混凝土的强度等级:剪力墙不宜超过 C60;其他构件,设防烈度 8 度时不宜超过 C70,9 度时不宜超过 C60;对框支梁、框支柱以及一级抗震等级的框架梁、柱和节点,不应低于 C30,其他各类构件不应低于 C20。

由于钢筋的塑性指标随钢筋级别的提高而降低,故构件的延性也随着钢筋级别的提高而降低。为了使结构构件满足一定的延性要求,梁、柱纵向受力钢筋应采用 HRB400、

HRB500、HRBF400、HRBF500 级钢筋；箍筋宜采用 HRB400、HRBF400、HPB300、HRB500、HRBF500 级钢筋，也可采用 HRB335、HRBF335 级钢筋。

为了使框架梁端截面塑性铰具有足够的转动能力，避免钢筋过早被拉断，对一、二、三级抗震等级的框架结构，其纵向受力普通钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25；钢筋最大力下的总伸长率实测值不应小于 9%。另外，在抗震结构中，如果钢筋实际的屈服强度比标准值高出太多，则有可能导致构件的破坏形态改变，如在梁中可能导致应该出现塑性铰的位置不出现塑性铰的不利后果。因此，钢筋的屈服强度实测值与钢筋强度标准值的比值，当按一、二、三级抗震等级设计时，不应大于 1.3。

## 2.6.2 框架梁

### 1. 梁正截面受弯承载力计算

根据式 (1-30) 和式 (1-31) 的规定，梁截面受弯承载力的设计表达式可写为

$$\text{非抗震设计} \quad \gamma_0 M \leq M_u \quad (2-33)$$

$$\text{抗震设计} \quad \gamma_{RE} M_E \leq M_u \quad (2-34)$$

式中  $M$ 、 $M_E$ ——分别为非抗震及抗震设计时梁截面组合的弯矩设计值；

$M_u$ ——梁截面承载力设计值；

$\gamma_{RE}$ ——承载力抗震调整系数，按表 1-18 取值；

$\gamma_0$ ——结构重要性系数。

设计时，将  $\gamma_0 M$  与  $\gamma_{RE} M_E$  进行比较，然后取大者进行配筋计算。对于楼面现浇的框架结构，按矩形截面计算承受支座截面负弯矩的纵筋数量；按 T 形截面计算承受跨中截面正弯矩的纵筋数量，跨中截面的计算弯矩，应取该跨的跨间最大正弯矩、支座正弯矩、1/2 简支梁弯矩之中的较大者。

按式 (2-33) 计算时，梁截面受压区相对高度应满足  $\xi \leq \xi_b$ ；按式 (2-34) 计算时，梁端截面受压区相对高度  $\xi$ ，一级抗震等级不应大于 0.25，二、三级不应大于 0.35。设计时可先按跨中截面弯矩计算梁下部的纵向受拉钢筋面积，然后将其伸入支座，作为支座截面承受负弯矩的受压钢筋面积  $A'_s$ ，再按双筋矩形截面计算梁端截面上部纵筋面积  $A_s$ 。

### 2. 斜截面抗震受剪承载力计算

抗震设计时，梁斜截面抗震受剪承载力按下式计算：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.6 \alpha_{cv} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right) \quad (2-35)$$

式中  $\alpha_{cv}$ ——截面混凝土受剪承载力系数，对于一般受弯构件取 0.7；对集中荷载作用下（包括作用有多种荷载，其集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值 75% 以上的情况）的独立梁，取  $\alpha_{cv} = 1.75/(\lambda + 1)$ ， $\lambda$  为计算截面的剪跨比，可取  $\lambda = a/h_0$ ，当  $\lambda < 1.5$  时取 1.5，当  $\lambda > 3$  时取 3， $a$  为集中荷载作用点至邻近支座截面或节点边缘的距离；

$b$ 、 $h_0$ ——分别为梁截面宽度和有效高度；

$f_{yv}$ ——箍筋抗拉强度设计值；

$f_t$ ——混凝土抗拉强度设计值；

$A_{sv}$ ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积；

$s$ ——箍筋间距。



框架梁、柱、抗震墙和连梁，其截面组合的剪力设计值应符合下列要求：

(1) 跨高比大于 2.5 的梁和连梁及剪跨比大于 2 的柱和抗震墙：

$$V \leq (0.20\beta_c f_c b h_0) / \gamma_{RE} \quad (2-36)$$

(2) 跨高比不大于 2.5 的梁和连梁、剪跨比不大于 2 的柱和抗震墙、部分框支抗震墙结构的框支柱和框支梁以及落地抗震墙底部加强部位：

$$V \leq (0.15\beta_c f_c b h_0) / \gamma_{RE} \quad (2-37)$$

式中  $f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值；

$\beta_c$ ——混凝土强度影响系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时， $\beta_c$  取 1.0；混凝土强度等级为 C80 时， $\beta_c$  取 0.8，其间按线性内插法取用。

剪跨比  $\lambda$  按下式计算：

$$\lambda = M^c / V^c h_0 \quad (2-38)$$

式中  $\lambda$ ——剪跨比，应按柱端或墙端截面组合的弯矩计算值  $M^c$ 、对应的截面组合剪力计算值  $V^c$  及截面有效高度  $h_0$  确定，并取上、下端计算结果的较大值；反弯点位于柱中部的框架柱可按柱净高与 2 倍柱截面高度之比计算。

### 3. 梁的抗震构造措施

#### (1) 纵向受拉钢筋

为保证梁截面有足够的受弯承载力，以耗散地震能量，防止脆断，抗震设计时其纵向受拉钢筋的配筋率不应小于表 2-10 规定的数值，同时梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%，不应大于 2.75%；当梁端纵向受拉钢筋的配筋率大于 2.5% 时，受压钢筋的配筋率不应小于受拉钢筋的 1/2。非抗震设计时，最小配筋百分率不应小于 0.2% 和  $0.45f_t/f_y$ 。

抗震设计时，计入受压钢筋作用的梁端截面混凝土受压区高度与有效高度之比值，一级抗震等级不应大于 0.25，二、三级抗震等级不应大于 0.35。梁端截面的底面和顶面纵向钢筋配筋量的比值，除按计算确定外，一级不应小于 0.5，二、三级不应小于 0.3。这是因为梁端配置一定数量的纵向受压钢筋，可以减小混凝土受压区高度，提高梁端截面塑性铰区的变形能力。

框架梁纵向受拉钢筋最小配筋百分率 (%)

表 2-10

抗震等级	梁中位置	
	支 座	跨 中
一	0.40 和 $80f_t/f_y$ 中的较大值	0.30 和 $65f_t/f_y$ 中的较大值
二	0.30 和 $65f_t/f_y$ 中的较大值	0.25 和 $55f_t/f_y$ 中的较大值
三、四	0.25 和 $55f_t/f_y$ 中的较大值	0.20 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值

在地震作用效应与竖向荷载效应组合下，框架梁的弯矩分布和反弯点位置可能发生较大变化，故需配置一定数量贯通全长的纵向钢筋。沿梁全长顶面和底面应至少配置两根纵向钢筋，一、二级抗震等级时钢筋直径不应小于 14mm，且分别不应少于梁两端顶面和底面纵向配筋中较大截面面积的 1/4；三、四级抗震设计时钢筋直径不应小于 12mm。

为了防止框架梁的纵向受力钢筋在地震作用下产生滑移，一、二、三级抗震等级的框架梁内贯通中柱的每根纵向钢筋直径，对于框架结构不应大于矩形截面柱在该方向截面尺

寸的  $1/20$ ，或纵向钢筋所在位置圆形截面柱弦长的  $1/20$ ；对于其他类型的框架不宜大于矩形截面柱在该方向截面尺寸的  $1/20$ ，或纵向钢筋所在位置圆形截面柱弦长的  $1/20$ 。

框架梁中的纵向钢筋一般采用直钢筋，不宜采用弯起钢筋。当梁的腹板高度  $h_w \geq 450\text{mm}$  时，还应在梁的两个侧面沿高度配置纵向构造钢筋，每侧纵向构造钢筋（不包括梁上、下部受力钢筋及架立钢筋）的截面面积不应小于腹板截面面积  $bh_w$  的  $0.1\%$ ，且其间距不宜大于  $200\text{mm}$ 。

## (2) 框架梁中箍筋的构造要求

为保证在竖向荷载及水平地震作用下框架梁端的塑性铰区有足够的受剪承载力，也为了增加箍筋对混凝土的约束作用，保证梁铰型延性机构的实现，梁中箍筋的配置应符合下列规定：

1) 梁端箍筋的加密区长度、箍筋最大间距和最小直径应按 2-11 采用，当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于  $2\%$  时，表中箍筋最小直径数值应增大  $2\text{mm}$ ；

梁端箍筋加密区的长度、箍筋的最大间距和最小直径

表 2-11

抗震等级	加密区长度(采用较大值) (mm)	箍筋最大间距(采用最小值) (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一	$2h_b, 500$	$h_b/4, 6d, 100$	10
二	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 100$	8
三	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 150$	8
四	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 150$	6

注：1.  $d$  为纵向钢筋直径， $h_b$  为梁截面高度；

2. 箍筋直径大于  $12\text{mm}$ 、数量不少于 4 肢且肢距不大于  $150\text{mm}$  时，一、二级的最大间距应允许适当放宽，但不得大于  $150\text{mm}$ 。

2) 框架梁沿梁全长箍筋的配箍率  $\rho_{sv}$  应符合下列要求：

一级抗震等级  $\rho_{sv} \geq 0.30 f_t / f_{yv}$

二级抗震等级  $\rho_{sv} \geq 0.28 f_t / f_{yv}$

三、四级抗震等级  $\rho_{sv} \geq 0.26 f_t / f_{yv}$

3) 第一个箍筋应设置在距节点边缘  $50\text{mm}$  处；

4) 在箍筋加密区范围内的箍筋肢距：一级抗震等级不宜大于  $200\text{mm}$  及 20 倍箍筋直径的较大者；二、三级抗震等级不宜大于  $250\text{mm}$  及 20 倍箍筋直径的较大值；四级抗震等级不宜大于  $300\text{mm}$ ；

5) 箍筋应有  $135^\circ$  弯钩，弯钩端头直段长度不应小于 10 倍的箍筋直径和  $75\text{mm}$  的较大值；

6) 在纵向钢筋搭接长度范围内的箍筋间距，钢筋受拉时不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍，且不应大于  $100\text{mm}$ ；钢筋受压时不应大于搭接钢筋较小直径的 10 倍，且不应大于  $200\text{mm}$ ；

7) 框架梁非加密区的箍筋最大间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍。

## 2.6.3 框架柱

### 1. 柱截面尺寸验算

柱截面尺寸宜满足剪跨比及轴压比的要求。柱的剪跨比按式 (2-38) 确定，其值宜大于 2，同时柱端截面组合的剪力设计值应满足式 (2-36) 或式 (2-37) 的要求，以防止柱

发生脆性剪切破坏。柱的轴压比是指柱组合的轴压力设计值与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比。轴压比较小时，在水平地震作用下，柱将发生大偏心受压的弯曲型破坏，柱具有较好的位移延性；轴压比较大时，柱可能发生小偏心受压的压溃型破坏，柱几乎没有位移延性。因此，必须合理确定柱的截面尺寸，使框架柱处于大偏心受压状态，保证柱具有一定的延性。

抗震设计时，钢筋混凝土柱轴压比不宜超过表 2-12 的规定；建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑的轴压比限值应适当减小。

柱轴压比限值		表 2-12			
结 构 类 型	抗 震 等 级				
	一	二	三	四	
框架结构	0.65	0.75	0.85	0.90	
框架-抗震墙,板柱-抗震墙、框架-核心筒及筒中筒	0.75	0.85	0.90	0.95	
部分框支抗震墙	0.6	0.7	—		

- 注：1. 表内限值适用于剪跨比大于 2、混凝土强度等级不高于 C60 的柱；剪跨比不大于 2 的柱，轴压比限值应降低 0.05；剪跨比小于 1.5 的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施；
2. 沿柱全高采用井字复合箍且箍筋肢距不大于 200mm、间距不大于 100mm、直径不小于 12mm，或沿柱全高采用复合螺旋箍、螺旋间距不大于 100mm、箍筋肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm，或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍、螺旋净距不大于 80mm、箍筋肢距不大于 200mm、直径不小于 10mm，轴压比限值均可增加 0.10；上述三种箍筋的体积配箍率均应按增大的轴压比相应加大；
3. 在柱的截面中部附加芯柱，其中另加的纵向钢筋的总面积不少于柱截面面积的 0.8%，轴压比限值可增加 0.05；此项措施与注 2 的措施共同采用时，轴压比限值可增加 0.15，但箍筋的体积配箍率仍可按轴压比增加 0.10 的要求确定；
4. 柱轴压比不应大于 1.05。

2. 柱正截面受压承载力计算

根据柱端截面组合的内力设计值及其调整值，按正截面偏心受压（或受拉）承载力计算方法计算柱的纵向受力钢筋。柱宜采用对称配筋，抗震设计与非抗震设计采用相同的承载力计算公式，但抗震设计时，计算公式的右端项应除以承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$ ， $\gamma_{RE}$  按表 1-18 取值。

在偏心受压构件承载力计算中，考虑构件自身挠曲二阶效应的影响时，构件的计算长度取其支撑长度。而在计算受压构件轴心受压承载力以及偏心受压构件使用阶段的轴向压力偏心距增大系数（计算裂缝宽度）时，一般多层房屋中梁柱为刚接的框架结构，各层柱的计算长度  $l_0$  按表 2-13 取用。

框架结构各层柱段的计算长度 $l_0$		表 2-13
楼盖类型	柱 段	计算长度 $l_0$
现浇楼盖	底层柱段	1.0H
	其余各层柱段	1.25H
装配式楼盖	底层柱段	1.25H
	其余各层柱段	1.5H

注：表中 H 对底层柱为从基础顶面到一层楼盖顶面的高度；对其余各层柱为上、下两层楼盖顶面之间的高度。

3. 柱斜面受剪承载力计算

(1) 偏心受压柱斜截面受剪承载力按下列公式计算：

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056 N \right) \quad (2-39)$$

式中  $V_c$ ——内力调整后柱端组合的剪力设计值；

$N$ ——考虑地震作用效应组合的柱轴向压力设计值，当  $N$  大于  $0.3 f_c A$  时，取  $0.3 f_c A$ ；

$\lambda$ ——框架柱的计算剪跨比，其值取上、下端弯矩较大值  $M$  与对应的剪力  $V$  和柱截面有效高度  $h_0$  的比值，即  $M/(Vh_0)$ ；当框架柱的反弯点在柱层高范围内，也可取  $H_n/(2h_0)$ ，其中  $H_n$  为柱净高；当  $\lambda$  小于 1 时取 1；当  $\lambda$  大于 3 时取 3。

(2) 偏心受拉柱斜截面受剪承载力按下列公式计算：

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2 N \right) \quad (2-40)$$

式中  $N$ ——考虑地震作用效应组合的框架柱轴向拉力设计值。

式 (2-40) 右边括号内的计算值小于  $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$  时，取等于  $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ ，且  $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$  值不应小于  $0.36 f_t b h_0$ 。

#### 4. 柱的抗震构造措施

(1) 纵向受力钢筋的构造要求。

为了改善框架柱的延性，使柱的屈服弯矩大于其开裂弯矩，保证框架在柱屈服时具有较大的变形能力，柱纵向钢筋的最小总配筋率应按表 2-14 采用，同时柱截面每一侧配筋率不应小于 0.2%，对建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑，最小总配筋率应增加 0.1%。

截面尺寸大于 400mm 的柱，一、二、三级抗震设计时其纵向钢筋间距不宜大于 200mm；抗震等级为四级和非抗震设计时，柱纵向钢筋间距不应大于 300mm；柱纵向钢筋净距均不应小于 50mm。

柱截面纵向钢筋的最小总配筋率 (%) 表 2-14

类 别	抗 震 等 级			
	一	二	三	四
中柱和边柱	0.9(1.0)	0.7(0.8)	0.6(0.7)	0.5(0.6)
角柱、框支柱	1.1	0.9	0.8	0.7

注：1. 表中括号内数值用于框架结构的柱；  
 2. 采用 335MPa 级、400MPa 级纵向受力钢筋时，应分别按表中数值增加 0.2 和 0.05 采用；  
 3. 当混凝土强度等级为 C60 以上时，应按表中数值增加 0.1 采用。

框架柱中全部纵向受力钢筋的配筋率，非抗震设计时不宜大于 5%、不应大于 6%；抗震设计时不应大于 5%。按一级抗震等级设计，且柱的剪跨比  $\lambda$  不大于 2 时，柱一侧纵向受拉钢筋配筋率不宜大于 1.2%。

边柱、角柱及剪力墙端柱考虑地震作用效应组合产生小偏心受拉时，柱内纵筋总截面面积应比计算值增加 25%。

(2) 箍筋的构造要求

柱箍筋加密区范围：底层柱的上端和其他各层柱的两端，应取矩形截面柱之长边尺寸（或圆形截面柱之直径）、柱净高的 1/6 和 500mm 三者之最大值范围；底层柱柱根以上 1/3 柱净高的范围；底层柱刚性地面上、下各 500mm 的范围；剪跨比不大于 2 的柱和因填充墙等形成的柱净高与截面高度之比不大于 4 的柱、一级及二级抗震等级框架的角柱以及需要提高变形能力的柱，取全高。

抗震设计时，柱箍筋加密区的箍筋间距和直径：一般情况下，按表 2-15 采用；一级框架柱的箍筋直径大于 12mm 且箍筋肢距不大于 150mm 及二级框架柱的箍筋直径不小于 10mm 且箍筋肢距不大于 200mm 时，除底层柱下端外，最大间距应允许采用 150mm；三级框架柱的截面尺寸不大于 400mm 时，箍筋最小直径应允许采用 6mm；四级框架柱剪跨比不大于 2 时，箍筋直径不应小于 8mm。框支柱和剪跨比不大于 2 的框架柱，箍筋间距不应大于 100mm。

柱箍筋加密区的箍筋最大间距和最小直径 表 2-15

抗震等级	箍筋最大间距(mm)	箍筋最小直径(mm)
一	6d 和 100 的较小值	10
二	8d 和 100 的较小值	8
三	8d 和 150(柱根 100)的较小值	8
四	8d 和 150(柱根 100)的较小值	6(柱根 8)

注：d 为纵向钢筋直径；柱根指框架底层柱的嵌固部位。

柱箍筋的体积配箍率  $\rho_v$  可按下列公式计算：

$$\rho_v = \frac{\sum A_{svi} l_i}{s A_{cor}} \tag{2-41}$$

式中  $A_{svi}$ 、 $l_i$ ——分别为第  $i$  根箍筋的截面面积和长度；  
 $A_{cor}$ ——箍筋包裹范围内混凝土核心面积，从最外箍筋的边缘算起；  
 $s$ ——箍筋的间距，计算复合箍（指由矩形与菱形、多边形、圆形或拉筋组成的箍筋）的体积配箍率时，其非螺旋箍筋的体积应乘以换算系数 0.80。

柱箍筋加密区箍筋的最小体积配筋率，应符合下列要求：

$$\rho_v \geq \lambda_v f_c / f_{yv} \tag{2-42}$$

式中  $\rho_v$ ——柱箍筋加密区的体积配箍率，按式（2-41）计算；  
 $f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值，当柱混凝土强度等级低于 C35 时，应按 C35 计算；  
 $f_{yv}$ ——柱箍筋或拉筋的抗拉强度设计值；  
 $\lambda_v$ ——最小配箍特征值，按表 2-16 采用。

对一、二、三、四抗震等级的框架柱，除应满足式（2-42）要求外，其箍筋加密区范围内箍筋的体积配箍率尚且分别不应小于 0.8%、0.6%、0.4%和 0.4%。剪跨比不大于 2 的柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其体积配箍率不应小于 1.2%；9 度一级抗震等级时，不应小于 1.5%。

柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值

表 2-16

抗震等级	箍筋形式	柱轴压比								
		≤0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.05
一	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23		
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21		
二	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
三	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

注：普通箍指单个矩形箍和单个圆形箍，复合箍指由矩形、多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋；复合螺旋箍指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋；连续复合矩形螺旋箍指全部螺旋箍为同一根钢筋加工而成的箍筋。

柱箍筋加密区的箍筋肢距，一级不宜大于 200mm，二、三级不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值，四级不宜大于 300mm。至少每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋约束；采用拉筋复合箍时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住箍筋。

柱箍筋非加密区的箍筋体积配筋率不宜小于加密区的 50%；其箍筋间距，一、二级框架柱不应大于  $10d$ ，三、四级框架柱不应大于  $15d$ ， $d$  为纵向钢筋直径。

箍筋应为封闭式，其末端应做成  $135^\circ$  弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于 10 倍的箍筋直径，且不应小于 75mm。

#### 2.6.4 框架梁柱节点

##### 1. 节点核心区的剪力设计值

一、二、三级框架梁柱节点核心区组合的剪力设计值  $V_j$ ，应按下列公式确定：

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{bo} - a'_s} \left( 1 - \frac{h_{bo} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (2-43)$$

一级框架结构和 9 度的一级框架可不按上式确定，但应符合下式：

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{bua}}{h_{bo} - a'_s} \left( 1 - \frac{h_{bo} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (2-44)$$

式中  $h_b$ 、 $h_{bo}$ ——分别为梁截面高度及有效高度，节点两侧梁截面高度不等时可采用平均值；

$a'_s$ ——梁受压钢筋合力点至受压边缘的距离；

$H_c$ ——柱的计算高度，可采用节点上、下柱反弯点之间的距离；

$\sum M_b$ ——节点左右梁端反时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和；一级抗震等级时节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

$\sum M_{bua}$ ——节点左右梁端反时针或顺时针方向根据实配钢筋面积（考虑受压筋）和材料强度标准值计算的抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和；

$\eta_{jb}$ ——节点剪力增大系数，对于框架结构，一级取 1.50，二级取 1.35，三级取 1.20；对于其他结构中的框架，一级取 1.35，二级取 1.2，三级取 1.1。

##### 2. 节点核心区截面有效验算宽度

核心区截面有效验算宽度  $b_j$ ，当验算方向的梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的  $1/2$  时，可采用该侧柱截面宽度；当小于柱截面宽度的  $1/2$  时可采用下列二者的较小值：

$$b_j = b_b + 0.5h_c \quad b_j = b_c \quad (2-45)$$

式中  $b_b$ ——梁截面宽度；

$b_c$ 、 $h_c$ ——分别为验算方向的柱截面宽度和高度。

当梁、柱的中心线不重合且偏心距不大于柱宽的  $1/4$  时， $b_j$  可取式 (2-45) 和下式计算结果的较小值：

$$b_j = 0.5(b_b + b_c) + 0.25h_c - e \quad (2-46)$$

式中  $e$ ——梁与柱中心的偏心距。

### 3. 节点核心区截面抗震验算

节点核心区截面的抗震验算，是按箍筋和混凝土共同抗剪考虑的。当剪压比较高时，斜压力使混凝土破坏先于箍筋，二者不同时发挥作用，因而不能提高其受剪承载力。设计时，应首先按下式对截面的剪压比予以控制：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.30\eta_j f_c b_j h_j) \quad (2-47)$$

核心区截面所需配置的箍筋数量按下式计算：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 1.1\eta_j f_t b_j h_j + 0.05\eta_j N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{bo} - a'_s}{s} \right) \quad (2-48)$$

9 度设防烈度的一级抗震等级框架：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.9\eta_j f_t b_j h_j + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{bo} - a'_s}{s} \right) \quad (2-49)$$

式中  $h_j$ ——节点核心区的截面高度，可采用验算方向的柱截面高度；

$\eta_j$ ——正交梁的约束影响系数，楼板为现浇、梁柱中心重合、四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的  $1/2$ ，且正交方向梁高度不小于框架梁高度的  $3/4$  时，可采用 1.5，9 度时宜采用 1.25，9 度设防烈度的一级抗震等级框架宜采用 1.25，其他情况均采用 1.0；

$f_{yv}$ ——箍筋的抗拉强度设计值；

$f_t$ ——混凝土轴心抗拉强度设计值；

$s$ ——箍筋间距；

$A_{svj}$ ——核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋的总截面面积；

$N$ ——对应于组合剪力设计值的上柱组合轴向压力较小值，其取值不应大于柱的截面面积与混凝土轴心抗压强度设计值乘积的 50%，当  $N$  为拉力时，取  $N=0$ ； $\gamma_{RE}$  为承载力抗震调整系数，可采用 0.85。

### 2.6.5 钢筋的连接和锚固

钢筋的连接和锚固包括框架梁纵向钢筋的连接和在节点处的锚固、柱纵向受力钢筋的接头和锚固等。钢筋连接可采用机械连接、绑扎搭接及焊接。

#### 1. 钢筋的锚固长度和搭接长度

当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，受拉钢筋的基本锚固长度  $l_{ab}$  和锚固长度  $l_a$  分别按下列公式计算：



$$l_{ab} = \alpha \frac{f_y}{f_t} d \quad (2-50)$$

$$l_a = \zeta_a l_{ab} \quad (2-51)$$

式中  $f_y$ ——钢筋的抗拉强度设计值；

$f_t$ ——混凝土轴心抗拉强度设计值，当混凝土强度等级超过 C60 时，按 C60 取值；

$d$ ——锚固钢筋的公称直径；

$\alpha$ ——钢筋的外形系数，按表 2-17 取用；

$\zeta_a$ ——锚固长度修正系数，按《混凝土结构设计规范》第 8.3.2 条的规定采用。

钢筋的外形系数

表 2-17

钢筋类型	光面钢筋	带肋钢筋	螺旋肋钢丝	三股钢绞线	七股钢绞线
$\alpha$	0.16	0.14	0.13	0.16	0.17

考虑地震作用效应组合时，纵向受拉钢筋的抗震锚固长度  $l_{aE}$  应按下式计算：

$$l_{aE} = \zeta_{aE} l_a \quad (2-52)$$

式中  $l_a$ ——纵向受拉钢筋的锚固长度；

$\zeta_{aE}$ ——纵向受拉钢筋抗震锚固长度修正系数，对一、二级抗震等级取 1.15，三级和四级抗震等级时分别取 1.05 和 1.00。

当采用搭接连接时，纵向受拉钢筋的抗震搭接长度  $l_{lE}$  应按下列公式采用：

$$l_{lE} = \zeta_l l_{aE} \quad (2-53)$$

式中  $\zeta_l$ ——受拉钢筋搭接长度修正系数，按表 2-18 的规定取用。

受拉钢筋搭接长度修正系数  $\zeta_l$

表 2-18

纵向搭接钢筋接头面积百分率(%)	$\leq 25$	50	100
$\zeta_l$	1.2	1.4	1.6

## 2. 钢筋连接方法和接头位置

现浇钢筋混凝土框架梁、柱纵向受力钢筋的连接方法应符合下列规定：①框架柱的纵向钢筋，一、二级抗震等级及三级抗震等级的底层，宜采用机械连接接头，也可采用绑扎搭接或焊接接头；三级抗震等级的其他部位和四级抗震等级，可采用绑扎搭接或焊接接头；②框支梁、框支柱宜采用机械连接接头；③一级抗震等级的框架梁宜采用机械连接接头，二、三、四级抗震等级可采用绑扎搭接或焊接接头。

受拉钢筋直径大于 25mm、受压钢筋直径大于 28mm 时，不宜采用绑扎搭接接头。

由于连接钢筋通过接头实现的是间接传力，其性能不如整筋的直接传力。因此，受力钢筋的连接接头宜设置在构件受力较小部位；抗震设计时，宜避开梁端、柱端箍筋加密区范围。

柱纵向钢筋接头位置宜避开柱端箍筋加密区。受力钢筋机械连接接头的位置宜相互错开。钢筋机械连接接头连接区段的长度为  $35d$  ( $d$  为纵向受力钢筋的较大直径)，凡接头中点位于该连接区段长度内的机械连接接头均属于同一连接区段。在受力较大处设置机械连接接头时，位于同一连接区段内的纵向受拉钢筋接头面积百分率不应超过 50%。纵向受压钢筋接头面积百分率可不受此限制。

纵向受力钢筋的焊接接头应相互错开。钢筋焊接接头连接区段的长度为  $35d$  ( $d$  为纵向受力钢筋的较大直径) 且不大于 500mm，凡接头中点位于该连接区段长度内的焊接接



头均属于同一连接区段。位于同一连接区段内纵向受力钢筋的焊接接头面积百分率，对于纵向受拉钢筋不应大于 50%；纵向受压钢筋的接头面积百分率可不受此限制。

3. 框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和搭接

非抗震设计时，框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和搭接，应符合下列要求（图 2-11）：

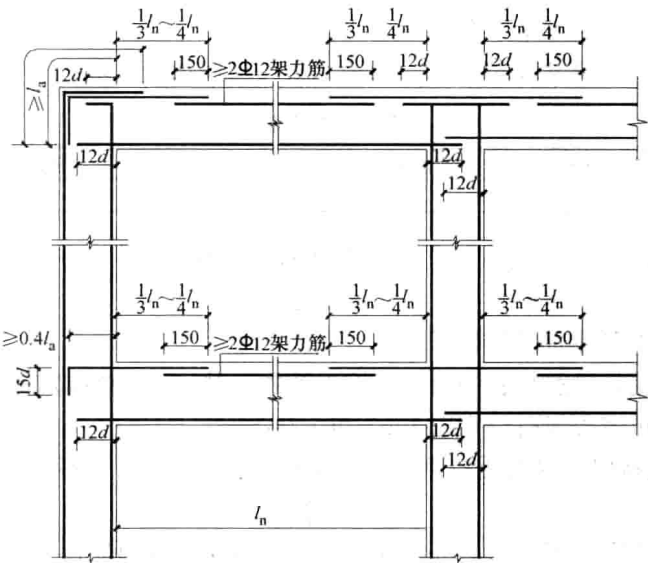


图 2-11 框架梁、柱的纵向钢筋在节点区的锚固和搭接（非抗震设计）

（1）顶层中节点柱纵向钢筋和边节点柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶；当从梁底边计算的直线锚固长度不小于  $l_a$  时，可不必水平弯折，否则应向柱内或梁、板内水平弯折，当充分利用柱纵向钢筋的抗拉强度时，其锚固段弯折前的竖向投影长度不应小于  $0.5l_a$ ，弯折后的水平投影长度不宜小于 12 倍的柱纵向钢筋直径。

（2）顶层端节点处，在梁宽范围以内的柱外侧纵向钢筋可与梁上部纵向钢筋搭接，搭接长度不应小于  $1.5l_a$ ；在梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内，其伸入长度与伸入梁内的相同。当柱外侧纵向钢筋的配筋率大于 1.2% 时，伸入梁内的柱纵向钢筋宜分批截断，其截断点之间的距离不宜小于 20 倍的柱纵向钢筋直径。

（3）梁上部纵向钢筋伸入端节点的锚固长度，直线锚固时不应小于  $l_a$ ，且伸过柱中心线的长度不宜小于 5 倍的梁纵向钢筋直径；当柱截面尺寸不足时，梁上部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折，锚固段弯折前的水平投影长度不应小于  $0.4l_a$ ，弯折后的竖直投影长度应取 15 倍的梁纵向钢筋直径。

（4）当计算中不利用梁下部纵向钢筋的强度时，其伸入节点内的锚固长度应取不小于 12 倍的梁纵向钢筋直径。当计算中充分利用梁下部钢筋的抗拉强度时，梁下部纵向钢筋可采用直线方式或向上  $90^\circ$  弯折方式锚固于节点内，直线锚固时的锚固长度不应小于  $l_a$ ；弯折锚固时，锚固段的水平投影长度不应小于  $0.4l_a$ ，竖直投影长度应取 15 倍的梁纵向钢筋直径。

另外，梁支座截面上部纵向受拉钢筋应向跨中延伸至  $(1/4 \sim 1/3)l_n$ （ $l_n$  为梁的净跨）

处，并与跨中的架立筋（不少于  $2\phi 12$ ）搭接，搭接长度可取  $150\text{mm}$ ，如图 2-11 所示。

抗震设计时，框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和搭接，应符合下列要求（图 2-12）：

（1）顶层中节点柱纵向钢筋和边节点柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶；当从梁底边计算的直线锚固长度不小于  $l_{aE}$  时，可不必水平弯折，否则应向柱内或梁、板内水平弯折，锚固段弯折前的竖向投影长度不应小于  $0.5l_{aE}$ ，弯折后的水平投影长度不宜小于 12 倍的柱纵向钢筋直径。

（2）顶层端节点处，柱外侧纵向钢筋可与梁上部纵向钢筋搭接，搭接长度不应小于  $1.5l_{aE}$ ；且伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜小于柱外侧全部纵向钢筋截面面积的 65%；在梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内，其伸入长度与伸入梁内的相同。当柱外侧纵向钢筋的配筋率大于 1.2% 时，伸入梁内的柱纵向钢筋宜分批截断，其截断点之间的距离不宜小于 20 倍的柱纵向钢筋直径。

（3）梁上部纵向钢筋伸入端节点的锚固长度，直线锚固时不应小于  $l_{aE}$ ，且伸过柱中心线的长度不应小于 5 倍的梁纵向钢筋直径；当柱截面尺寸不足时，梁上部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折，锚固段弯折前的水平投影长度不应小于  $0.4l_{aE}$ ，弯折后的竖直投影长度应取 15 倍的梁纵向钢筋直径。

（4）梁下部纵向钢筋的锚固与梁上部纵向钢筋相同，但采用  $90^\circ$  弯折方式锚固时，竖直段应向上弯入节点内。

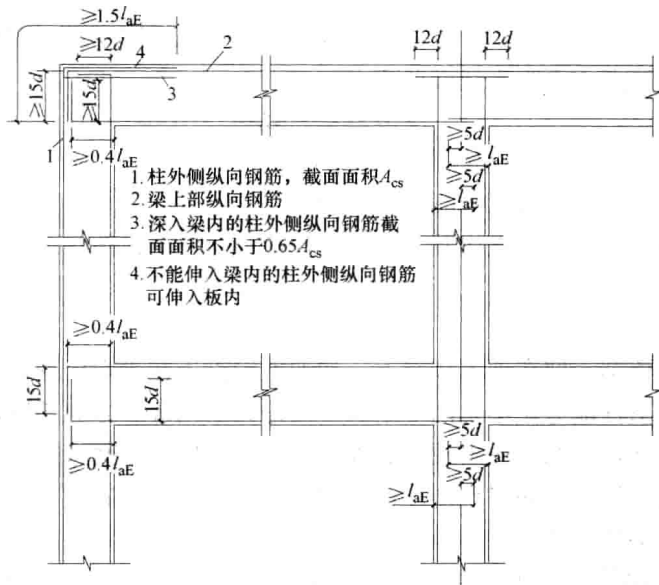


图 2-12 框架梁、柱的纵向钢筋在节点区的锚固和搭接（抗震设计）

## 2.7 弹塑性变形验算

结构在预估的罕遇地震作用下的弹塑性变形验算方法已在 1.5 节阐述。本节结合框架结构的特点，主要说明框架结构楼层受剪承载力的计算方法及其弹塑性变形验算的步骤。

### 2.7.1 框架结构楼层受剪承载力计算

框架结构的楼层受剪承载力由层间各柱破坏时实际受剪承载力组成。对于一般钢筋混凝土框架结构，柱的破坏形态主要是弯曲型破坏。当各柱的破坏形式相同、延性相近时，可近似地认为楼层的受剪承载力等于层间各柱弯曲破坏时对应的实际受剪承载力之和。

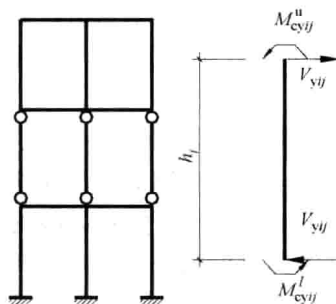


图 2-13 强梁弱柱型框架

对于强梁弱柱型框架，楼层受剪承载力的计算，已有较为一致的算法。但对于非强梁弱柱型框架的楼层受剪承载力计算，目前主要有柱铰判别法和柱底塑性铰法两种。下面仅介绍柱底塑性铰法。

#### 1. 强梁弱柱型框架

当框架为强梁弱柱型时，在水平地震作用下，柱两端将出现塑性铰（图 2-13），第  $i$  层第  $j$  柱由于柱端弯曲破坏而实际达到的受剪承载力  $V_{yij}$  可由下式计算：

$$V_{yij} = (M_{cyij}^u + M_{cyij}^l) / h_i \quad (2-54)$$

式中  $M_{cyij}^u$ 、 $M_{cyij}^l$  ——分别为  $i$  层  $j$  柱上、下端的实际受弯承载力；  
 $h_i$  —— $i$  层柱净高。

框架第  $i$  层的楼层受剪承载力  $V_{yi}$  为

$$V_{yi} = \sum_{j=1} V_{yij} \quad (2-55)$$

#### 2. 非强梁弱柱型框架

当框架为部分强梁弱柱型、部分强柱弱梁型时，首先需判别节点类型，若式 (2-56) 满足，则为弱梁型节点，否则为强梁型节点。

$$\sum M_{by} < \sum M_{cy} \quad (2-56)$$

式中  $\sum M_{by}$  ——节点两侧梁端的屈服弯矩之和；

$\sum M_{cy}$  ——节点上下柱端的屈服弯矩之和。

对于弱梁型节点，梁端首先屈服，相应之柱端可能处于弹性状态，也可能新出现塑性铰，需进一步判别。

##### (1) 柱底塑性铰法

此法基于如下依据，即在地震作用下，如塑性铰首先在梁端出现，则在地震作用继续增大时，节点的上下柱端弯矩不是同号增长，而是大小相等、方向相反地同时出现一正一负的弯矩增量。这样，在梁端先出现屈服处，一般是将柱底截面弯矩增大而达到屈服。即弱梁型框架柱总是在柱的下端出现塑性铰，故由此而命名为柱底塑性铰法。

对于弱梁型框架柱的上端，即弱梁型节点下柱端（图 2-14a、b），柱端的实际正截面承载力满足式 (2-56)，则柱上端未出现塑性铰（图 2-14a、b），柱端弯矩可取  $\sum M_{by} [k_i / (k_i + k_{i+1})]$ ；如式 (2-57) 不满足，则柱上端出现塑性铰（图 2-14c），此时柱上端弯矩为  $M_{cyij}^u$ 。

$$\sum M_{by} \frac{k_i}{k_i + k_{i+1}} < M_{cyij}^u \quad (2-57)$$

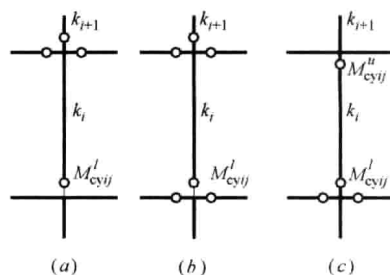


图 2-14 柱底塑性铰法

式中  $k_i$ 、 $k_{i+1}$ ——分别表示  $i$  层及  $i+1$  层柱的线刚度。

对柱下端出现塑性铰，而柱上端未屈服（图 2-14a、b）的情况，柱的受剪承载力  $V_{yij}$  按下式计算：

$$V_{yij} = \{M_{cyij}^l + \sum M_{by} [k_i / (k_i + k_{i+1})]\} / h_i \quad (2-58)$$

对柱两端均出现塑性铰的情况（图 2-14c），可按式（2-53）计算柱的受剪承载力。第  $i$  层的楼层受剪承载力仍按式（2-54）计算。

## （2）简化的柱底塑性铰法

为了便于计算，可将柱底塑性铰法进一步简化。确定柱端弯矩时，柱下端取其屈服弯矩  $M_{cyij}^l$ ，柱上端一律按弹性工作状态考虑，不再判别节点是弱梁或强梁型节点，柱端弯矩取为  $\sum M_{by} [k_i / (k_i + k_{i+1})]$ 。然后按式（2-57）计算柱的受剪承载力，进而按式（2-54）确定楼层受剪承载力。

### 2.7.2 弹塑性变形验算步骤

#### 1. 楼层受剪承载力计算

根据第一阶段抗震设计确定的构件截面尺寸以及实际配筋和材料强度标准值，求出构件截面的极限承载力标准值，进而求得各楼层的实际受剪承载力。

#### （1）构件正截面承载力。

构件实际的正截面承载力是根据构件的实际配筋面积  $A_s^a$ 、材料强度标准值  $f_k$  和相应于重力荷载代表值的轴向力  $N_G$ （分项系数  $\gamma_G$  取 1.0），按下式计算确定：

$$\text{梁} \quad M_{by} = f_{yk} A_s^a (h_0 - a_s') \quad (2-59)$$

$$\text{偏压柱} \quad M_{cy} = f_{yk} A_s^a (h_0 - a_s') + 0.5 N_G h (1 - N_G / f_{ck} b h) \quad (2-60)$$

式中  $A_s^a$ 、 $f_{yk}$ ——分别为纵向受拉钢筋的实配截面面积和强度标准值；

$h_0$ 、 $a_s'$ ——分别为构件截面有效高度和纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离；

$b$ 、 $h$ ——分别为构件矩形截面的宽度和高度；

$f_{ck}$ ——混凝土抗压强度标准值。

#### （2）柱的受剪承载力。

对每个框架节点，根据节点左右梁端弯矩及上下柱端弯矩，按式（2-56）判别节点类型。若为强梁型节点，则按式（2-54）计算柱的受剪承载力；若为弱梁型节点，应进一步按式（2-57）判别柱上端是否会出现塑性铰，如该式满足，则按式（2-58）计算柱的受剪承载力，否则应按式（2-54）计算。

#### （3）楼层受剪承载力。

框架结构第  $i$  层的实际受剪承载力  $V_{yi}$ ，可取同一楼层内各柱弯曲破坏时对应的实际受剪承载力  $V_{yij}$  之和，即按式（2-55）计算。

#### 2. 罕遇地震作用下楼层弹性地震剪力及楼层屈服强度系数计算

罕遇地震作用下楼层地震剪力  $V_e$ ，可由多遇地震作用下的弹性地震剪力乘以增大系数  $\alpha'_{\max} / \alpha_{\max}$  得到，其中， $\alpha_{\max}$ 、 $\alpha'_{\max}$  分别为多遇烈度地震及罕遇烈度地震的水平地震影响系数最大值，按表 1-15 采用。

第  $i$  楼层的楼层屈服强度系数  $\xi_y(i)$  为按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层

受剪承载力  $V_{yi}$  与按罕遇地震作用计算的楼层弹性地震剪力  $V_e$  的比值, 即

$$\xi_y(i) = V_{yi} / V_e \quad (2-61)$$

式中的  $V_{yi}$  可按式 (2-55) 计算。

### 3. 确定薄弱楼层的位置

对于框架结构, 薄弱层根据楼层屈服强度系数  $\xi_y(i)$  沿房屋高度的分布按下列原则确定:

(1)  $\xi_y(i)$  沿高度分布均匀的结构, 可取底层作为薄弱层。

(2)  $\xi_y(i)$  沿高度分布不均匀的结构, 可取  $\xi_y(i)$  最小的楼层和相对较小的楼层。就整个结构而言, 需要检验的楼层一般不超过 2~3 处。即满足下列条件的楼层就是薄弱层:

$$\text{对于一般层} \quad \xi_y(i) < [\xi_y(i-1) + \xi_y(i+1)] / 2 \quad (2-62)$$

$$\text{对于底层} \quad \xi_y(1) < \xi_y(2) \quad (2-63)$$

$$\text{对于顶层} \quad \xi_y(n) < \xi_y(n-1) \quad (2-64)$$

### 4. 薄弱层弹塑性变形的计算及验算

对于超过 12 层且层刚度无突变的框架结构, 薄弱层的弹塑性变形可按式 (1-34) 计算。其中罕遇地震作用下的层间弹性位移  $\Delta u_e$ , 可由多遇地震作用下的层间弹性位移乘以增大系数  $\alpha'_{\max} / \alpha_{\max}$  得到; 其中  $\alpha_{\max}$  和  $\alpha'_{\max}$  分别为多遇及罕遇地震水平地震影响系数最大值。薄弱层的弹塑性位移增大系数  $\eta_p$  根据下列情况取值:

(1) 当薄弱层  $\xi_y(i)$  不小于相邻层该系数平均值的 0.8 时, 即  $\xi_y(i) \geq 0.4\xi_y[(i-1) + \xi_y(i+1)]$  时, 按表 1-20 取值;

(2) 当薄弱层  $\xi_y(i)$  不大于相邻层该系数平均值的 0.5 时, 即  $\xi_y(i) \leq 0.25\xi_y[(i-1) + \xi_y(i+1)]$  时, 按表 1-20 内相应数值的 1.5 倍采用;

(3) 当薄弱层  $\xi_y(i)$  介于上述两种情况之间时,  $\eta_p$  值可按上述两种情况的内插法取值。

薄弱层的弹塑性变形应满足式 (1-35) 的要求, 其中弹塑性位移角限值  $[\theta_p]$  按表 1-21 采用。

## 2.8 设计实例

### 2.8.1 工程概况

某大学科研办公楼采用五层现浇钢筋混凝土框架结构, 其建筑平面、剖面及结构平面布置见图 2-15, 各层层高均为 3.6m。建筑物所在地的基本雪压  $s_0 = 0.25\text{kN/m}^2$ , 基本风压  $w_0 = 0.35\text{kN/m}^2$ , 地面粗糙度为 B 类, 抗震设防烈度为 8 度, 场地类别为 II 类, 设计地震分组为第一组。该地区年降雨量为 650mm, 常年地下水位于地表下 6m, 水质对混凝土无侵蚀性。地基承载力特征值  $f_{ak} = 170\text{kN/m}^2$ 。

办公楼内墙和外墙均采用 250mm 厚水泥空心砖 ( $9.6\text{kN/m}^2$ ) 砌筑, 外墙面贴瓷砖 ( $0.5\text{kN/m}^2$ ), 内墙面采用 20mm 厚混合砂浆抹灰。窗洞尺寸为  $1.5\text{m} \times 1.8\text{m}$ , 门洞尺寸为  $0.9\text{m} \times 2.7\text{m}$ , 门、窗单位面积重量为  $0.4\text{kN/m}^2$ 。屋面采用卷材防水和有组织排水, 按上人屋面考虑。女儿墙高度为 1.2m, 采用黏土实心砖砌筑 ( $19\text{kN/m}^3$ )。

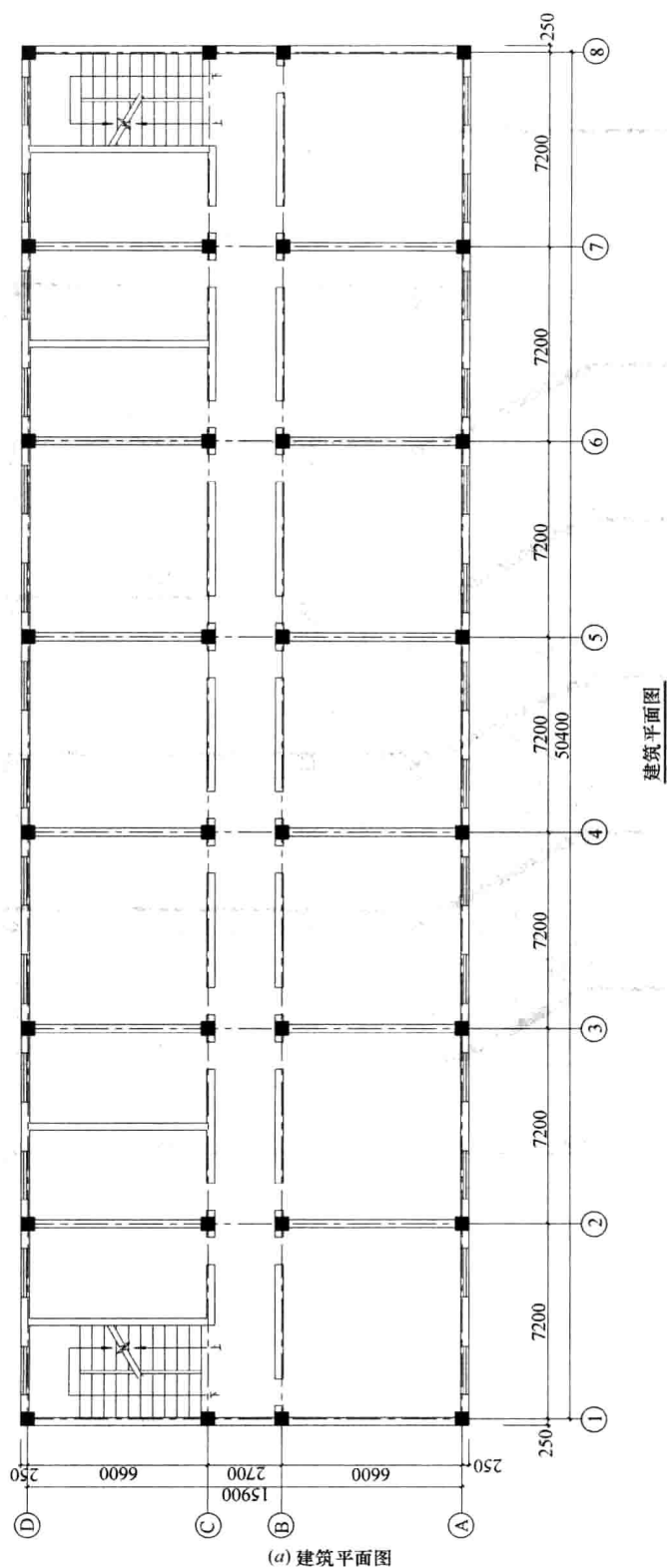


图 2-15 建筑平面、剖面及结构平面布置图



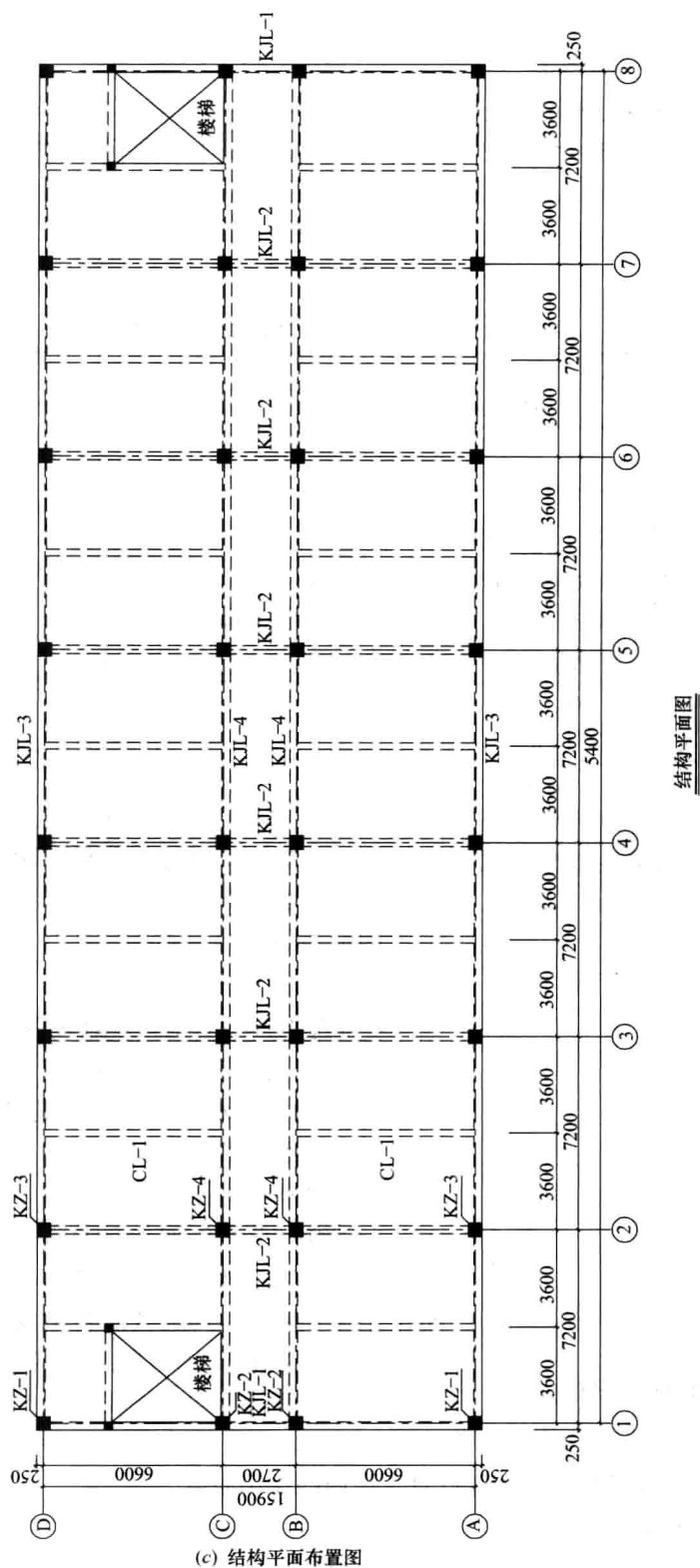


图 2-15 建筑平面、剖面及结构平面布置图 (续)



### 2.8.2 梁、柱截面尺寸及计算简图

#### 1. 梁、柱截面尺寸的确定

本工程楼盖及屋盖均采用现浇混凝土梁板结构。由图 2-15 (c) 可知, 考虑次梁作用, 区格板的边长比为  $6.6/3.6 = 1.83 < 2$ , 应按双向板计算, 楼板厚度应大于等于  $l/40 = 3600/40 = 90 \text{ mm}$ , 取  $100 \text{ mm}$ 。梁截面高度按梁跨度的  $1/18 \sim 1/10$  估算, 由此估算的梁截面尺寸见表 2-19, 表中还给出了各层梁、柱和板的混凝土强度等级。其强度设计值为: C40 ( $f_c = 19.1 \text{ kN/m}^2$ ,  $f_t = 1.71 \text{ kN/m}^2$ ); C35 ( $f_c = 16.7 \text{ kN/m}^2$ ,  $f_t = 1.57 \text{ kN/m}^2$ )。

梁截面尺寸 (mm) 及各层混凝土强度等级

表 2-19

楼层	混凝土 强度等级	横梁 ( $b \times h$ )		次梁 ( $b \times h$ )	纵梁 ( $b \times h$ )
		AB 跨、CD 跨	BC 跨		
1, 2	C40	$300 \times 650$	$300 \times 400$	$250 \times 500$	$300 \times 600$
3~5	C35	$300 \times 600$	$300 \times 400$	$250 \times 500$	$300 \times 600$

柱截面尺寸可根据式 (2-1) 和式 (2-2) 估算。各层的重力荷载可近似取  $g_E = 12 \text{ kN/m}^2$ , 由图 2-15 可知边柱及中柱的负载面积分别  $F = 7.2 \times 3.3 \text{ m}^2$  和  $F = 7.2 \times (3.3 + 1.35) \text{ m}^2$ 。由式 (2-1) 和式 (2-2) 可得第 1 层柱截面面积为

$$\text{边柱 } A_c \geq \frac{N}{[u_N]f_c} = \frac{\beta F g_E n}{[u_N]f_c} = \frac{1.3 \times (7.2 \times 3.3 \times 12 \times 10^3 \times 5)}{19.1 \times 0.75} = 129374 \text{ mm}^2$$

$$\text{中柱 } A_c \geq \frac{N}{[u_N]f_c} = \frac{\beta F g_E n}{[u_N]f_c} = \frac{1.25 \times (7.2 \times 4.65 \times 12 \times 10^3 \times 5)}{19.1 \times 0.75} = 175288 \text{ mm}^2$$

如取柱截面为正方形, 则边柱和中柱截面尺寸分别为  $360 \text{ mm}$  和  $418 \text{ mm}$ 。

可见, 按轴压比确定的柱截面尺寸较小。为满足水平地震作用下框架侧移刚度的要求, 本例柱截面尺寸为: 1 层取  $600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ ; 2~5 层取  $500 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ 。

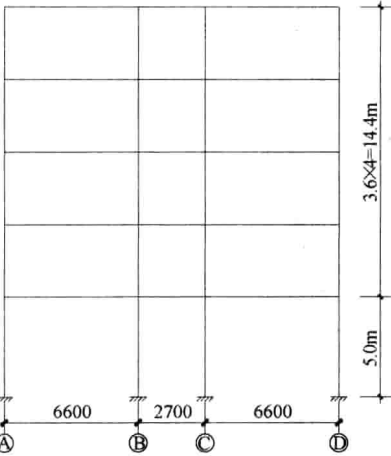


图 2-16 横向框架计算简图

#### 2. 基础选型与埋置深度

基础选用条形基础, 基础埋深取  $2.2 \text{ m}$  (自室外地坪算起), 肋梁高度大于等于  $l/6 = 7.2/6 = 1.2 \text{ m}$ , 取  $1.2 \text{ m}$  (地沟和地下管道预留高度按  $1.0 \text{ m}$  考虑), 室内、外地坪高度差为  $0.5 \text{ m}$ 。

#### 3. 框架计算简图

一榀横向平面框架的计算简图如图 2-16 所示。为了使 1~5 层框架边柱外侧对齐, 第 1 层边柱变截面处轴线不重合, 其余各层柱轴线重合, 取顶层柱的形心线作为框架柱的轴线; 梁轴线取在板底处, 2~5 层柱计算高度即为层高, 取  $3.6 \text{ m}$ ; 底层柱计算

高度从基础梁顶面取至一层板底, 即  $h_1 = 3.6 + 0.5 + 2.2 - 1.2 - 0.1 = 5.0 \text{ m}$ 。

### 2.8.3 横向框架结构侧向刚度计算及侧向刚度比验算

#### 1. 框架梁、柱线刚度计算

框架梁线刚度  $i_b = EI_b/l_b$ , 对中框架梁近似取  $i_b = 2E_c I_0/l_b$ , 对边框架梁近似取  $i_b = 1.5E_c I_0/l_b$ , 其中  $I_0$  为按  $b \times h$  的矩形截面梁计算所得的梁截面惯性矩, 计算结果见表 2-

20. 柱线刚度  $i_c = E_c I_c / h_i$ ，计算结果见表 2-21。横向中框架梁、柱线刚度及梁柱线刚度比  $\bar{K}$  的计算结果见图 2-17。

梁线刚度 (N·mm)						表 2-20	
楼层	梁跨	$E_c(\text{N/mm}^2)$	$b \times h$ (mm)	计算跨度 $l_b(\text{mm})$	截面惯性矩 $I_0(\text{mm}^4)$	$i_b = \frac{2E_c I_0}{l_b}$	$i_b = \frac{1.5E_c I_0}{l_b}$
3~5	AB,CD	$3.15 \times 10^4$	$300 \times 600$	6600	$5.400 \times 10^9$	$5.155 \times 10^{10}$	$3.866 \times 10^{10}$
	BC	$3.15 \times 10^4$	$300 \times 400$	2700	$1.600 \times 10^9$	$3.733 \times 10^{10}$	$2.800 \times 10^{10}$
1~2	AB,CD	$3.25 \times 10^4$	$300 \times 650$	6600	$6.870 \times 10^9$	$6.762 \times 10^{10}$	$5.072 \times 10^{10}$
	BC	$3.25 \times 10^4$	$300 \times 400$	2700	$1.600 \times 10^9$	$3.852 \times 10^{10}$	$2.800 \times 10^{10}$

注：计算边框架梁的线刚度时，取  $i_b = 1.5E_c I_0 / l_b$ 。

柱线刚度 (N·mm)					表 2-21
楼层	层高 $h_i(\text{mm})$	$E_c(\text{N/mm}^2)$	$b \times h(\text{mm})$	$I_c(\text{mm}^4)$	$i_c = \frac{E_c I_0}{h_i}$
3~5	3600	$3.15 \times 10^4$	$500 \times 500$	$5.208 \times 10^9$	$4.557 \times 10^{10}$
2	3600	$3.25 \times 10^4$	$500 \times 500$	$5.208 \times 10^9$	$4.702 \times 10^{10}$
1	5000	$3.25 \times 10^4$	$600 \times 600$	$1.080 \times 10^{10}$	$7.020 \times 10^{10}$

### 2. 框架侧向刚度计算

柱侧向刚度按式 (2-3) 计算，其中  $\alpha_c$  按表 2-2 所列公式计算。例如，第 1 层和第 2 层边柱和中柱的侧向刚度计算如下：

第 1 层边柱：

$$\begin{aligned} \bar{K} &= \frac{\sum i_b}{i_c} = \frac{6.762}{7.020} = 0.963, \\ \alpha_c &= \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{0.5 + 0.963}{2 + 0.963} = 0.494 \\ D_{11} &= \alpha_c \frac{12i_c}{h^2} = 0.494 \times \frac{12 \times 7.020 \times 10^{10}}{5000^2} \\ &= 16639 \text{N/mm} \end{aligned}$$

第 1 层中柱：

$$\begin{aligned} \bar{K} &= \frac{\sum i_b}{i_c} = \frac{6.762 + 3.852}{7.020} = 1.512, \\ \alpha_c &= \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{0.5 + 1.512}{2 + 1.512} = 0.573 \end{aligned}$$

$$D_{12} = \alpha_c \frac{12i_c}{h^2} = 0.573 \times \frac{12 \times 7.020 \times 10^{10}}{5000^2} = 19304 \text{N/mm}$$

第 1 层一榀横向中框架的总侧向刚度为

$$D_1 = (16639 + 19304) \times 2 = 71885 \text{N/mm}$$

第 2 层边柱：

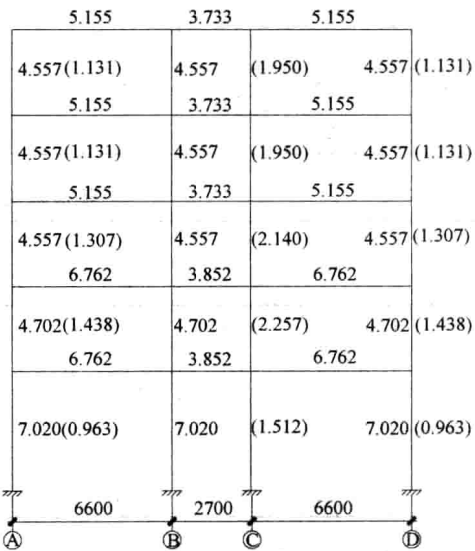


图 2-17 框架梁、柱线刚度 ( $\times 10^{10} \text{N} \cdot \text{mm}$ )  
(括号内数字为框架梁、柱线刚度比  $\bar{K}$ )

$$\bar{K} = \frac{\sum i_b}{2i_c} = \frac{6.762 \times 2}{2 \times 4.702} = 1.438, \quad \alpha_c = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{1.438}{2 + 1.438} = 0.418$$

$$D_{21} = \alpha_c \frac{12i_c}{h^2} = 0.418 \times \frac{12 \times 4.702 \times 10^{10}}{3600^2} = 18210 \text{ N/mm}$$

第 2 层中柱:

$$\bar{K} = \frac{\sum i_b}{2i_c} = \frac{(6.762 + 3.852) \times 2}{2 \times 4.702} = 2.257, \quad \alpha_c = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{2.257}{2 + 2.257} = 0.530$$

$$D_{22} = \alpha_c \frac{12i_c}{h^2} = 0.530 \times \frac{12 \times 4.702 \times 10^{10}}{3600^2} = 23084 \text{ N/mm}$$

第 2 层一榀横向中框架的总侧向刚度为

$$D_2 = (18210 + 23084) \times 2 = 82588 \text{ N/mm}$$

其余各层一榀横向中框架侧向刚度计算过程从略, 计算结果见表 2-22; 横向边框架侧向刚度计算过程从略, 计算结果见表 2-23。

一榀横向中框架的侧向刚度 (N/mm)

表 2-22

楼层	$i_c$	层高 $h_i$ (mm)	中框架边柱			中框架中柱			$\sum D$
			$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i1}$	$\alpha_c$	$\bar{K}$	$D_{i2}$	
5	4.557	3600	1.131	0.361	15243	1.950	0.494	20832	72150
4	4.557	3600	1.131	0.361	15243	1.950	0.494	20832	72150
3	4.557	3600	1.307	0.395	16680	2.140	0.517	21809	76978
2	4.702	3600	1.438	0.418	18210	2.257	0.530	23084	82588
1	7.020	5000	0.963	0.494	16639	1.512	0.573	19304	71885

一榀边框架的侧向刚度 (N/mm)

表 2-23

楼层	$i_c$	层高 $h_i$ (mm)	边框架边柱			边框架中柱			$\sum D$
			$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i1}$	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i2}$	
5	4.557	3600	0.848	0.298	12567	1.463	0.422	17825	60784
4	4.557	3600	0.848	0.298	12567	1.463	0.422	17825	60784
3	4.557	3600	0.981	0.329	13882	1.605	0.445	18785	65333
2	4.702	3600	1.079	0.350	15253	1.693	0.458	19958	70422
1	7.020	5000	0.722	0.449	15130	1.134	0.521	17568	65396

### 3. 横向框架侧向刚度比验算

由图 2-15 可见, 结构平面内有 6 榀中框架和 2 榀边框架, 则各层总侧向刚度等于 6 榀中框架和 2 榀边框架侧向刚度之和。例如, 对于第 5 层, 由表 2-22 和表 2-23 相关数据可得

$$\sum D_5 = 6 \times 72150 + 2 \times 60784 = 554469 \text{ N/mm}$$

其余各层总侧向刚度见表 2-24。

对框架结构, 楼层与上部相邻楼层的侧向刚度比  $\gamma_1$  应按式 (1-1) 中的第一式计算, 该式与下式等价, 即

$$\gamma_1 = D_{i-1} / D_i$$

式中  $D_{i-1}$ 、 $D_i$ ——分别表示第  $i-1$  层和第  $i$  层的侧向刚度。

各楼层与上部相邻楼层的侧向刚度比验算结果见表 2-24。可见，各层侧向刚度比均大于 0.7，且与上部相邻三层侧向刚度比  $\gamma_1$  的平均值均大于 0.8，满足要求。

楼层与上部相邻楼层的侧向刚度比验算 表 2-24

层次	1	2	3	4	5
$D_i$	562102	636372	592534	554469	554469
$D_{i-1}/D_i$	0.883	1.074	1.069	1.000	—

2.8.4 重力荷载及水平荷载计算

1. 重力荷载计算

(1) 屋面及楼面的永久荷载标准值

屋面（上人）：

30mm 厚细石混凝土保护层	$24 \times 0.03 = 0.72 \text{ kN/m}^2$
三毡四油防水层	$0.40 \text{ kN/m}^2$
20mm 厚水泥砂浆找平层	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ kN/m}^2$
150mm 水泥蛭石保温层	$5 \times 0.15 = 0.75 \text{ kN/m}^2$
100mm 厚钢筋混凝土板	$25 \times 0.10 = 2.50 \text{ kN/m}^2$
V 形轻钢龙骨吊顶	$0.20 \text{ kN/m}^2$
	4.97 kN/m <sup>2</sup>

1~4 层楼面：

瓷砖地面（包括水泥粗砂打底）	$0.55 \text{ kN/m}^2$
100mm 厚钢筋混凝土板	$25 \times 0.10 = 2.50 \text{ kN/m}^2$
V 形轻钢龙骨吊顶	$0.20 \text{ kN/m}^2$
	3.25 kN/m <sup>2</sup>

(2) 屋面及楼面的可变荷载标准值

上人屋面均布活荷载标准值	$2.0 \text{ kN/m}^2$
楼面活荷载标准值（房间）	$2.0 \text{ kN/m}^2$
楼面活荷载标准值（走廊）	$2.5 \text{ kN/m}^2$
屋面雪荷载标准值	$s_k = \mu_r \cdot s_0 = 1.0 \times 0.25 = 0.25 \text{ kN/m}^2$

式中  $\mu_r$ ——屋面积雪分布系数，取  $\mu_r = 1.0$ 。

(3) 梁、柱、墙、门、窗等重力荷载计算

梁、柱可根据截面尺寸、材料重度等计算出单位长度的重力荷载，因计算楼、屋面的永久荷载时，已考虑了板的自重，故在计算梁的自重时，应从梁截面高度中减去板的厚度，且只考虑梁两侧抹灰的重量。

第 1 层梁、柱单位长度的重力荷载计算如下：

边横梁： $0.3 \times 0.55 \times 25 + 0.55 \times 0.02 \times 17 \times 2 = 4.50 \text{ kN/m}$

走道梁:  $0.3 \times 0.3 \times 25 + 0.3 \times 0.02 \times 17 \times 2 = 2.454 \text{ kN/m}$

次 梁:  $0.25 \times 0.4 \times 25 + 0.4 \times 0.02 \times 17 \times 2 = 2.772 \text{ kN/m}$

纵 梁:  $0.3 \times 0.5 \times 25 + 0.5 \times 0.02 \times 17 \times 2 = 4.09 \text{ kN/m}$

柱:  $0.6 \times 0.6 \times 25 + 0.6 \times 0.02 \times 17 \times 4 = 9.816 \text{ kN/m}$

第 1、2 层外侧柱轴线偏心为 50mm, 故第 1 层梁、柱净长度计算如下:

边横梁:  $l_n = 6.6 - 0.6 - 0.05 = 5.95 \text{ m}$

走道梁:  $l_n = 2.7 - 0.6 = 2.1 \text{ m}$

次 梁:  $l_n = 6.6 + 0.5 + 0.05 - 0.3 \times 2 = 6.55 \text{ m}$

纵 梁:  $l_n = 7.2 - 0.6 = 6.6 \text{ m}$

柱:  $l_n = 5.0 \text{ m}$

同理, 可求得 2~5 层框架梁、柱的重力荷载及构件净长度。1~5 层框架梁、柱重力荷载标准值计算结果见表 2-25。

框架梁、柱重力荷载标准值

表 2-25

楼层	构件	$b$ (m)	$h_n$ (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_l$ (kN/m)	$l_n$ (m)	$g_0$ (kN)
1	边横梁	0.30	0.55	25	4.499	5.95	26.769
	走道梁	0.30	0.30	25	2.454	2.10	5.153
	次 梁	0.25	0.40	25	2.772	6.55	18.157
	纵 梁	0.30	0.50	25	4.090	6.60	26.994
	柱	0.60	0.60	25	9.816	5.00	49.080
2	边横梁	0.30	0.55	25	4.499	6.10	27.444
	走道梁	0.30	0.30	25	2.454	2.20	5.399
	次 梁	0.25	0.40	25	2.772	6.50	18.018
	纵 梁	0.30	0.50	25	4.090	6.70	27.403
	柱	0.50	0.50	25	6.930	3.50	24.255
3~5	边横梁	0.3	0.50	25	4.090	6.10	24.949
	走道梁	0.3	0.30	25	2.454	2.20	5.399
	次 梁	0.25	0.40	25	2.772	6.50	18.018
	纵 梁	0.3	0.5	25	4.09	6.70	27.403
	柱	0.5	0.5	25	6.93	3.50	24.255

注: 1.  $g_l$  表示单位长度构件重力荷载;  $g_0$  表示每一根梁、柱的重力荷载标准值。

2.  $h_n$  为构件的净高, 梁的截面高度已扣除板厚。

3.  $l_n$  为构件的净长, 梁的长度取净跨, 柱的高度已扣除板厚。

内墙为 250mm 厚水泥空心砖 ( $9.6 \text{ kN/m}^3$ ), 两侧均为 20mm 厚抹灰 ( $17 \text{ kN/m}^3$ ), 则墙面单位面积重力荷载为

$$9.6 \times 0.25 + 17 \times 0.02 \times 2 = 3.08 \text{ kN/m}^2$$

外墙亦为 250mm 厚水泥空心砖, 外墙面贴瓷砖 ( $0.5 \text{ kN/m}^2$ ), 内墙面为 20mm 厚抹灰 ( $0.34 \text{ kN/m}^2$ ), 则外墙墙面单位面积重力荷载为

$$9.6 \times 0.25 + 0.5 + 0.34 = 3.24 \text{ kN/m}^2$$

外墙窗尺寸为  $1.5\text{m} \times 1.8\text{m}$ , 单位面积重量为  $0.4\text{kN}/\text{m}^2$ 。

女儿墙为  $240\text{mm}$  厚的黏土实心砖, 外墙面贴瓷砖, 内墙面为  $20\text{mm}$  厚抹灰, 单位面积重力荷载为

$$19 \times 0.24 + 0.5 + 0.34 = 5.4\text{kN}/\text{m}^2$$

## 2. 重力荷载代表值

集中在各楼层标高处的重力荷载代表值包括: 楼面或屋面自重的标准值,  $50\%$  楼面活荷载或  $50\%$  屋面雪荷载, 屋面活荷载不计, 墙重取上、下各半层墙重的标准值之和。各层重力荷载代表值见表 2-26。

### (1) 底层重力荷载代表值 $G_1$

恒载: 首层板重  $3.25 \times 50.9 \times 16.4 = 2712.97\text{kN}$   
首层框架边横梁自重  $26.769 \times 16 = 428.30\text{kN}$   
首层走道梁自重  $5.153 \times 8 = 41.23\text{kN}$   
首层次梁自重  $18.157 \times 14 = 254.19\text{kN}$   
首层纵梁自重  $26.994 \times 28 = 755.83\text{kN}$   
首层框架柱自重  $49.080 \times 32 = 1570.56\text{kN}$   
二层框架柱自重  $24.255 \times 32 = 776.16\text{kN}$   
二层外墙和窗重  $[(50.9 + 16.4) \times 2 - 20 \times 0.50] \times 3.24 \times (3.6 - 0.60) - 30 \times 1.5 \times 1.8 \times (3.24 - 0.4) = 981.07\text{kN}$   
二层内墙和门重  $[6.70 \times 14 \times (3.6 - 0.6) + 6.1 \times 12 \times (3.6 - 0.60)] \times 3.08 - 28 \times 0.9 \times 2.7 \times (3.08 - 0.4) = 1360.73\text{kN}$   
首层外墙和窗重  $[(50.9 + 16.4) \times 2 - 20 \times 0.60] \times 3.24 \times (3.6 - 0.60) - 30 \times 1.5 \times 1.8 \times (3.24 - 0.4) = 961.63\text{kN}$   
首层内墙和门重  $[6.6 \times 10 \times (3.6 - 0.6) + 6.55 \times 4 \times (3.6 - 0.6) + 5.9 \times 12 \times (3.6 - 0.60)] \times 3.08 - 28 \times 0.9 \times 2.7 \times (3.08 - 0.4) = 1323.77\text{kN}$   
活载: 楼面活载  $7.2 \times 6.6 \times 2.0 \times 14 + 2.7 \times 50.4 \times 2.5 = 1670.76\text{kN}$   
 $G_1 = 2712.97 + 428.30 + 41.23 + 254.19 + 755.83 + (776.16 + 1570.56)/2 + (981.07 + 1360.73 + 961.63 + 1323.77)/2 + 0.5 \times 1670.76 = 8514.87\text{kN}$

### (2) 二层重力荷载代表值 $G_2$

恒载: 二层板重  $3.25 \times 50.9 \times 16.4 = 2712.97\text{kN}$   
二层框架边横梁自重  $27.444 \times 16 = 439.10\text{kN}$   
二层走道梁自重  $5.399 \times 8 = 43.19\text{kN}$   
二层次梁自重  $18.018 \times 14 = 252.25\text{kN}$   
二层纵梁自重  $27.403 \times 28 = 767.28\text{kN}$   
二、三层框架柱自重  $24.255 \times 32 = 776.16\text{kN}$   
二、三层外墙和窗重  $[(50.9 + 16.4) \times 2 - 20 \times 0.50] \times 3.24 \times (3.6 - 0.60) - 30 \times 1.5 \times 1.8 \times (3.24 - 0.4) = 981.07\text{kN}$   
二、三层内墙和门重  $[6.70 \times 14 \times (3.6 - 0.6) + 6.1 \times 12 \times (3.6 - 0.60)]$

$$\times 3.08 - 28 \times 0.9 \times 2.7 \times (3.08 - 0.4) = 1360.73 \text{ kN}$$

活载: 楼面活载 1670.76kN

$$G_2 = 2712.97 + 439.10 + 43.19 + 252.25 + 767.28 + 776.16 + 981.07 + 1360.73 + 0.5 \times 1670.76 = 8168.14 \text{ kN}$$

(3) 三、四层重力荷载代表值  $G_3$ 、 $G_4$

恒载: 三层板重  $3.25 \times 50.9 \times 16.4 = 2712.97 \text{ kN}$

三层框架边横梁自重  $27.444 \times 16 = 399.18 \text{ kN}$

三层走道梁自重  $5.399 \times 8 = 43.19 \text{ kN}$

三层次梁自重  $18.018 \times 14 = 252.25 \text{ kN}$

三层纵梁自重  $27.403 \times 28 = 767.28 \text{ kN}$

三、四层框架柱自重  $24.255 \times 32 = 776.16 \text{ kN}$

三、四层外墙和窗重  $[(50.9 + 16.4) \times 2 - 20 \times 0.50] \times 3.24 \times (3.6 - 0.60) - 30 \times 1.5 \times 1.8 \times (3.24 - 0.4) = 981.07 \text{ kN}$

三、四层内墙和门重  $[6.70 \times 14 \times (3.6 - 0.6) + 6.1 \times 12 \times (3.6 - 0.60)] \times 3.08 - 28 \times 0.9 \times 2.7 \times (3.08 - 0.4) = 1360.73 \text{ kN}$

活载: 楼面活载 1670.76kN

$$G_3 = G_4 = 2712.97 + 399.18 + 43.19 + 252.25 + 767.28 + 776.16 + 981.07 + 1360.73 + 0.5 \times 1670.76 = 8128.23 \text{ kN}$$

(4) 顶层重力荷载代表值  $G_5$

恒载: 顶层板重  $4.97 \times 50.9 \times 16.4 = 4148.76 \text{ kN}$

顶层框架边横梁自重  $24.949 \times 16 = 399.18 \text{ kN}$

顶层走道梁自重  $5.399 \times 8 = 43.19 \text{ kN}$

顶层次梁自重  $18.018 \times 14 = 252.25 \text{ kN}$

顶层纵梁自重  $27.403 \times 28 = 767.28 \text{ kN}$

顶层框架柱自重  $24.255 \times 32 = 776.16 \text{ kN}$

顶层外墙和窗重 981.07kN

顶层内墙和门重 1360.73kN

女儿墙重  $5.4 \times 1.2 \times (50.9 + 16.4) \times 2 = 872.21 \text{ kN}$

活载: 楼面雪载  $50.4 \times 15.9 \times 0.25 = 200.34 \text{ kN}$

$$G_5 = 4148.76 + 399.18 + 43.19 + 252.25 + 767.28 + (776.16 + 981.07 + 1360.73) / 2 + 872.21 + 0.5 \times 200.34 = 8142.03 \text{ kN}$$

各层重力荷载代表值 (kN)

表 2-26

楼层	楼板	边横梁	走道梁	次梁	纵梁	柱	活载	墙体	重力荷载代表值
5	4148.76	399.18	43.19	252.25	767.28	776.16	200.34	2043.11	8142.03
4	2712.97	399.18	43.19	252.25	767.28	776.16	1670.76	2341.81	8128.23
3	2712.97	399.18	43.19	252.25	767.28	776.16	1670.76	2341.81	8128.23
2	2712.97	439.10	43.19	252.25	767.28	776.16	1670.76	2341.81	8168.14
1	2712.97	428.30	41.23	254.19	755.83	1570.56	1670.76	2285.41	8514.87

注: 表中各项荷载的量纲为 kN; 重力荷载代表值的量纲为 kN。

3. 水平地震作用计算及剪重比验算

(1) 自振周期

将集中在各层楼面处的重力荷载代表值  $G_i$  作为水平荷载作用于框架结构, 计算出框架结构的层间位移, 可求得结构的顶点假想位移。下面以第 5 层为例说明层间位移的计算过程。

由表 2-24 可得第 5 层的侧向刚度  $\sum D_5 = 554469 \text{ N/mm}$ , 由表 2-26 可得  $V_5 = G_5 = 8142.03 \text{ kN}$ , 则第 5 层的层间侧移为

$$\Delta u_5 = \frac{V_5}{\sum D_5} = \frac{8142.03}{554469} = 0.01468 \text{ m}$$

其余各层计算过程及结果见表 2-27。

结构顶点位移计算

表 2-27

楼层	$G_i$ (kN)	$\sum G_i$ (kN)	$\sum D$ (N/mm)	$u_i - u_{i-1} = \frac{\sum G_i}{\sum D}$ (m)	$u_i$ (m)
5	8142.03	8142.03	554469	0.014684	0.209466
4	8128.23	16270.26	554469	0.029344	0.194781
3	8128.23	24398.49	592534	0.041177	0.165438
2	8168.14	32566.63	636372	0.051175	0.124261
1	8514.87	41081.50	562101	0.073086	0.073086

由表 2-27 得  $u_T = 0.2095 \text{ m}$ , 框架结构的周期折减系数  $\psi_T$  取 0.6, 则由式 (2-4) 得

$$T_1 = 1.7 \psi_T \sqrt{u_T} = 1.7 \times 0.6 \times \sqrt{0.2095} = 0.47 \text{ s}$$

(2) 水平地震作用及剪重比验算

总重力荷载代表值:

$$\sum G_i = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 = 8514.87 + 8168.14 + 8128.23 \times 2 + 8142.03 = 41081.50 \text{ kN}$$

由表 1-14 查得场地特征周期  $T_g = 0.35 \text{ s}$ ; 由表 1-15 查得水平地震影响系数最大值  $\alpha_{\max} = 0.16$ 。由于  $T_1 < 1.4 T_g = 0.49 \text{ s}$ , 故由表 1-16 可知  $\delta_n = 0$  (不考虑顶点附加地震作用)。

$$\begin{aligned} F_{Ek} &= \alpha_1 G_{eq} = \left( \frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \times \alpha_{\max} \times 0.85 \sum_{i=1}^5 G_i = \left( \frac{0.35}{0.47} \right)^{0.9} \times 0.16 \times 0.85 \times 41081.50 \\ &= 4311.27 \text{ kN} \end{aligned}$$

由式 (1-22) 可得各层楼盖标高处的水平地震作用  $F_i$ ; 由式 (1-23) 可得各层层间剪力  $V_i$ , 且由上式计算的楼层地震剪力标准值应符合式 (1-24) 剪重比验算的要求, 由表 1-17 查得  $\lambda$  为 0.032。具体计算过程及结果见表 2-28; 水平地震作用下框架结构的计算简图见图 2-18。

框架各层横向地震作用及楼层地震剪力

表 2-28

楼层	$H_i$ (m)	$G_i$ (kN)	$H_i G_i$ (kN·m)	$\frac{H_i G_i}{\sum H_i G_i}$	$F_i$ (kN)	$V_i$ (kN)	$\lambda \sum_{j=i}^n G_j$
5	19.4	8142.03	157955.34	0.3169	1366.44	1366.44	260.54
4	15.8	8128.23	128425.96	0.2577	1110.99	2477.43	520.65
3	12.2	8128.23	99164.35	0.1990	857.85	3335.28	780.75
2	8.6	8168.14	70246.04	0.1410	607.68	3942.97	1042.13
1	5.0	8514.87	42574.34	0.0854	368.30	4311.27	1314.61



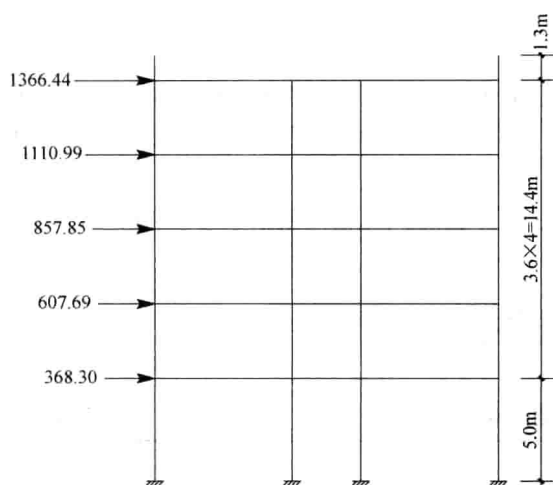


图 2-18 水平地震作用下框架结构计算简图

#### 4. 风荷载计算

风荷载标准值按式 (1-3) 计算。基本风压  $w_0 = 0.35 \text{ kN/m}^2$ ，风荷载体型系数  $\mu_s = 0.8$  (迎风面) 和  $\mu_s = -0.5$  (背风面)。因  $H = 20.7\text{m} < 30\text{m}$  且  $H/B = 20.7/15.9 = 1.30 < 1.5$ ，所以不考虑风振系数，直接取  $\beta_z = 1.0$ 。

在图 2-15 中取其中一榀横向中框架计算，则沿房屋高度的分布风荷载标准值为

$$q(z) = 7.2 \times 0.35 \mu_s \mu_z \beta_z$$

$q(z)$  的计算结果见表 2-29，沿框架结构高度的分布见图 2-19 (a)。内力及侧移计算时，可按静力等效原理将分布

风荷载转换为节点集中荷载，如图 2-19 (b) 所示。各层的集中荷载  $F_i$  计算如下：

$$F_5 = [(2.502 + 1.564) + (2.455 + 1.535)] \times 1.3 \times \frac{1}{2} + (2.310 + 1.444) \times 3.6 \times \frac{1}{2} + [(2.455 - 2.310) + (1.535 - 1.444)] \times 3.6 \times \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} = 12.277 \text{ kN}$$

$$F_4 = [(2.310 + 1.444) + (2.131 + 1.332)] \times 3.6 \times \frac{1}{2} + [(2.455 - 2.310) + (1.535 - 1.444)] \times 3.6 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} + [(2.310 - 2.131) + (1.444 - 1.332)] \times 3.6 \times \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} = 13.482 \text{ kN}$$

$$F_3 = [(2.131 + 1.332) + (2.016 + 1.260)] \times 3.6 \times \frac{1}{2} + [(2.310 - 2.131) + (1.444 - 1.332)] \times 3.6 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} + [(2.131 - 2.016) + (1.332 - 1.260)] \times 3.6 \times \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} = 12.529 \text{ kN}$$

$$F_2 = (2.016 + 1.260) \times 3.6 + [(2.131 - 2.016) + (1.332 - 1.260)] \times 3.6 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} = 11.906 \text{ kN}$$

$$F_1 = (2.016 + 1.260) \times (3.6 + 5.0) \times \frac{1}{2} = 14.087 \text{ kN}$$

沿房屋高度风荷载标准值 (kN/m)

表 2-29

楼层	$z(\text{m})$	$z/H_i$	$\mu_z$	$q_1(z)$	$q_2(z)$
女儿墙	20.7	1.000	1.241	2.502	1.564
5	19.4	0.937	1.218	2.455	1.535
4	15.8	0.763	1.146	2.310	1.444
3	12.2	0.589	1.057	2.131	1.332
2	8.6	0.415	1.000	2.016	1.260
1	5	0.242	1.000	2.016	1.260

#### 2.8.5 水平荷载作用下框架结构分析

##### 1. 水平地震作用下框架结构侧移验算

根据图 2-18 所示水平地震作用，按式 (2-9) 计算层间剪力  $V_i$ ，再按式 (2-10) 计算

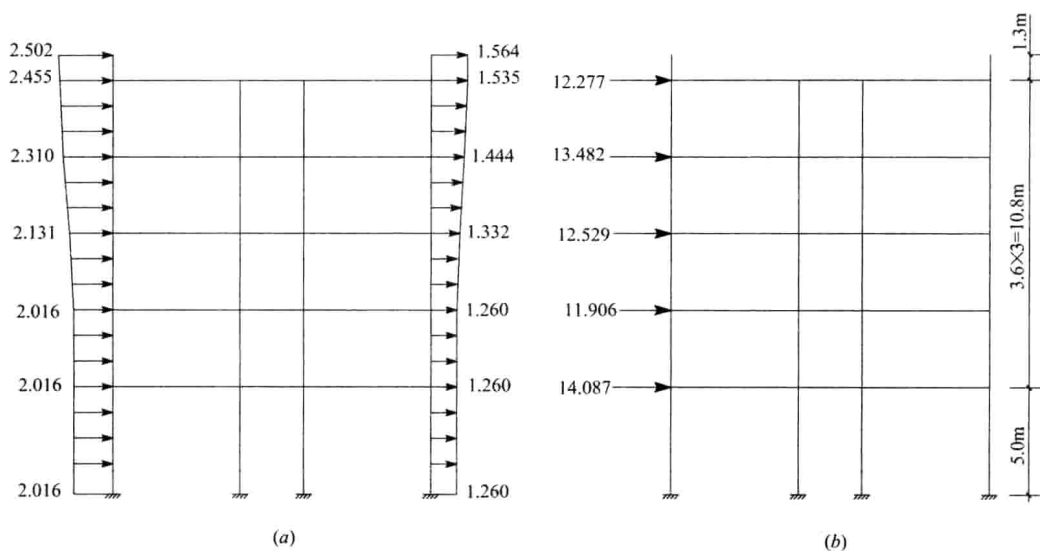


图 2-19 风荷载作用下框架结构计算简图

框架结构的层间位移  $\Delta u_i$ ，计算过程及结果见表 2-30。

水平地震作用下的位移验算

表 2-30

楼层	$V_i$ (kN)	$\sum D_i$ (N/mm)	$\Delta u_i$ (mm)	$h_i$ (mm)	$\theta_c = \Delta u_i / h_i$
5	1366.442	554469	2.464	3600	1/1461
4	2477.431	554469	4.468	3600	1/806
3	3335.283	592534	5.629	3600	1/640
2	3942.968	636372	6.196	3600	1/581
1	4311.271	562101	7.670	5000	1/652

水平地震作用下，框架结构各层的层间侧移应满足式 (1-36) 的要求，由表 2-30 可知，各层层间位移角均小于其限值 1/550，满足要求。

## 2. 水平地震作用下框架结构内力计算 (D 值法)

取一榀横向中框架计算。按式 (2-12) 计算柱端剪力，然后按式 (2-13) 计算柱端弯矩。由于结构对称，故只需计算一根边柱和一根中柱的内力，计算过程见表 2-31。表中的反弯点高度比  $y$  是按式 (2-14) 确定的，其中标准反弯点高度比  $y_n$  查倒三角形荷载作用下的相应值；经计算，1 层边柱修正值  $y_2$  为 -0.02，3 层边柱修正值  $y_1$  为 0.02，第 1 层至第 5 层中柱的修正值  $y_1$ 、 $y_2$ 、 $y_3$  均为零，柱反弯点高度均无修正。

水平地震作用下框架柱端弯矩计算

表 2-31

楼层	层高 (m)	$V_i$ (kN)	$D_i$ (N/mm)	边 柱						中 柱					
				$D_{i1}$	$V_{i1}$	$\bar{K}$	$y$	$M_{i1}^L$	$M_{i1}^R$	$D_{i2}$	$V_{i2}$	$\bar{K}$	$y$	$M_{i2}^L$	$M_{i2}^R$
5	3.6	177.81	72150	15243	37.56	1.131	0.356	48.14	87.09	20832	51.34	1.950	0.398	73.56	111.26
4	3.6	322.38	72150	15243	68.11	1.131	0.450	110.33	134.85	20832	93.08	1.950	0.450	150.79	184.30
3	3.6	433.30	76978	16680	93.89	1.307	0.485	163.93	174.07	21809	122.76	2.140	0.500	220.97	220.97
2	3.6	511.72	82588	18210	112.83	1.438	0.500	203.10	203.10	23084	143.03	2.257	0.500	257.45	257.45
1	4.9	551.35	71885	16639	127.62	0.963	0.630	402.00	236.09	19304	148.06	1.512	0.650	481.19	259.10

注：表中剪力  $V$  的量纲为 kN；弯矩  $M$  的量纲为 kN·m。

梁端弯矩按式 (2-15) 计算, 然后由平衡条件求出梁端剪力, 再由梁端剪力逐层计算柱轴力, 计算过程见表 2-32。

水平地震作用下框架梁端弯矩、剪力及柱轴力计算 表 2-32

楼层	边梁				走道梁				柱轴力	
	$M_b^l$ (kN·m)	$M_b^r$ (kN·m)	$l$ (m)	$V_b$ (kN)	$M_b^l$ (kN·m)	$M_b^r$ (kN·m)	$l$ (m)	$V_b$ (kN)	边柱 (kN)	中柱 (kN)
5	87.09	64.53	6.6	-22.97	46.74	46.74	2.7	-34.62	-22.97	-11.65
4	182.99	149.55	6.6	-50.38	108.31	108.31	2.7	-80.23	-73.36	-41.49
3	284.40	215.60	6.6	-75.76	156.16	156.16	2.7	-115.67	-149.12	-81.41
2	367.02	304.79	6.6	-101.79	173.63	173.63	2.7	-128.61	-250.91	-108.23
1	439.19	329.08	6.6	-116.40	187.47	187.47	2.7	-138.86	-367.31	-130.69

注: 1. 表中剪力和轴力的量纲为 kN; 弯矩的量纲为 kN·m; 梁跨度  $l$  的量纲为 m。  
 2. 梁端弯矩和梁端剪力均以绕杆件顺时针方向为正, 轴力方向以受压为正, 受拉为负。

在图 2-18 所示的水平地震作用下, 框架左侧的边柱和中柱轴力均为拉力, 右侧的两根柱轴力均为压力, 总拉力与总压力的绝对值相等, 符号相反。水平地震作用下, 一榀中框架的弯矩图、剪力图和轴力图见图 2-20。

### 3. 风荷载作用下框架结构侧移验算

根据图 2-19 (b) 所示的水平荷载, 由式 (2-9) 计算层间剪力  $V_i$ , 然后依据表 2-22 所列中框架的层间侧向刚度, 按式 (2-10) 计算各层的相对侧移, 计算过程见表 2-33。由于该房屋的高宽比 ( $H/B=20.7/15.9=1.3$ ) 较小, 故可以不考虑柱轴向变形产生的侧移。

按式 (1-36) 进行侧移验算, 验算结果亦列于表 2-33。可见, 各层的层间侧移角均小于  $1/550$ , 满足风荷载作用下弹性层间位移角限值的要求。

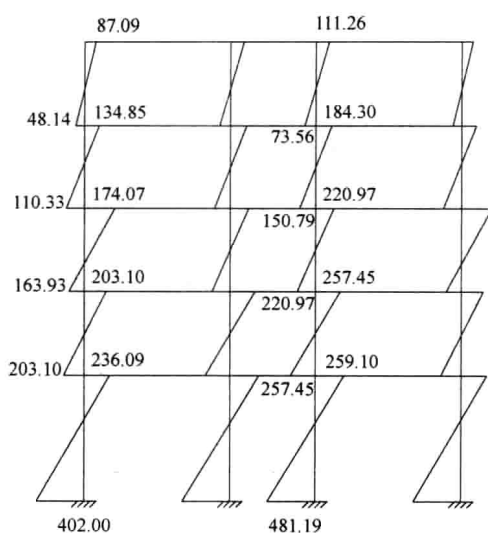
层间剪力及侧移计算 表 2-33

楼层	$F_i$ (kN)	$V_i$ (kN)	$\Sigma D$ (N/mm)	$(\Delta u)_i$ (mm)	$(\Delta u)_i/h_i$
5	12.277	12.277	72150	0.170	1/21157
4	13.482	25.759	72150	0.357	1/10083
3	12.529	38.288	76978	0.497	1/7238
2	11.906	50.193	82588	0.608	1/5923
1	14.087	64.280	71885	0.894	1/5592

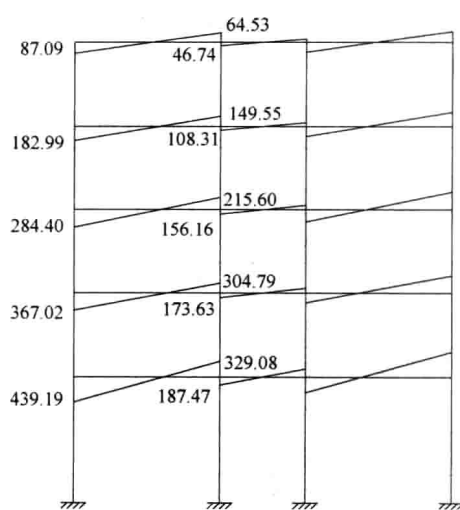
### 4. 风荷载作用下框架结构内力计算

取一榀横向中框架计算, 按式 (2-12) 计算各柱的分配剪力, 然后按式 (2-13) 计算柱端弯矩, 计算过程见表 2-34。表中的反弯点高度比  $y$  按式 (2-14) 确定, 其中标准反弯点高度比  $y_n$  查均布荷载作用下的相应值; 经计算, 1 至 5 层中柱和边柱的修正值  $y_1$ 、 $y_2$ 、 $y_3$  均为零, 柱反弯点高度均无修正。

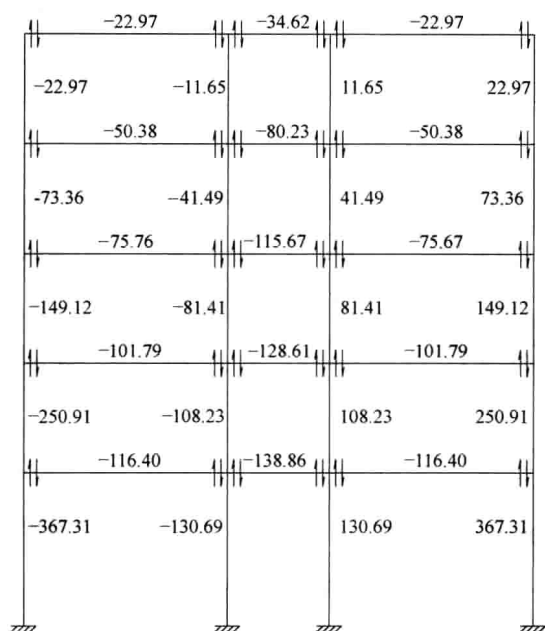
梁端弯矩按式 (2-15) 计算, 然后由平衡条件求出梁端剪力及柱轴力, 计算过程见表 2-35。在图 2-19 (b) 所示的风荷载作用下, 框架左侧的边柱和中柱轴力均为拉力, 右侧的两根柱轴力均为压力, 总拉力与总压力数值相等, 符号相反。



(a) 框架柱弯矩图(单位:kN·m)



(b) 框架梁弯矩图(单位:kN·m)



(c) 框架梁端剪力及柱轴力图(单位:kN)

图 2-20 水平地震作用下框架内力图

风荷载作用下框架柱端弯矩计算

表 2-34

楼层	层高 (m)	$V_i$ (kN)	$D_i$ (N/mm)	边 柱						中 柱					
				$D_{i1}$	$V_{i1}$	$\bar{K}$	$y$	$M_{i1}^0$	$M_{i1}^1$	$D_{i2}$	$V_{i2}$	$\bar{K}$	$y$	$M_{i2}^0$	$M_{i2}^1$
5	3.6	12.277	72150	15243	2.59	1.131	0.356	3.32	6.01	20832	3.54	1.950	0.397	5.07	7.70
4	3.6	25.759	72150	15243	5.44	1.131	0.406	7.95	11.64	20832	7.44	1.950	0.447	11.97	14.81
3	3.6	38.288	76978	16680	8.30	1.307	0.485	14.49	15.38	21809	10.85	2.140	0.500	19.53	19.53
2	3.6	50.193	82588	18210	11.07	1.438	0.500	19.92	19.92	23084	14.03	2.257	0.500	25.25	25.25
1	5.0	64.280	71885	16639	14.88	0.963	0.630	46.87	27.53	19304	17.26	1.512	0.599	51.70	34.61

注：表中剪力  $V$  的量纲为 kN；弯矩  $M$  的量纲为 kN·m。

在图 2-19 (b) 所示的风荷载作用下, 框架弯矩图见图 2-21, 框架梁端剪力和柱轴力图见图 2-22。

风荷载作用下框架梁端弯矩、剪力及柱轴力计算 表 2-35

楼层	边梁				走道梁				柱轴力	
	$M_b^l$ (kN·m)	$M_b^r$ (kN·m)	$l$ (m)	$V_b$ (kN)	$M_b^l$ (kN·m)	$M_b^r$ (kN·m)	$l$ (m)	$V_b$ (kN)	边柱 (kN)	中柱 (kN)
5	6.01	4.46	6.6	-1.59	3.23	3.23	2.7	-2.39	-1.59	-0.81
4	14.96	11.53	6.6	-4.01	8.35	8.35	2.7	-6.18	-5.60	-2.98
3	23.34	18.27	6.6	-6.30	13.23	13.23	2.7	-9.80	-11.90	-6.47
2	34.41	28.53	6.6	-9.54	16.25	16.25	2.7	-12.04	-21.44	-8.98
1	47.45	38.14	6.6	-12.97	21.73	21.73	2.7	-16.09	-34.41	-12.10

注: 1. 表中剪力和轴力的量纲为 kN; 弯矩的量纲为 kN·m; 梁跨度  $l$  的量纲为 m。  
2. 梁端弯矩和梁端剪力均以绕杆件顺时针方向为正, 轴力方向以受压为正, 受拉为负。

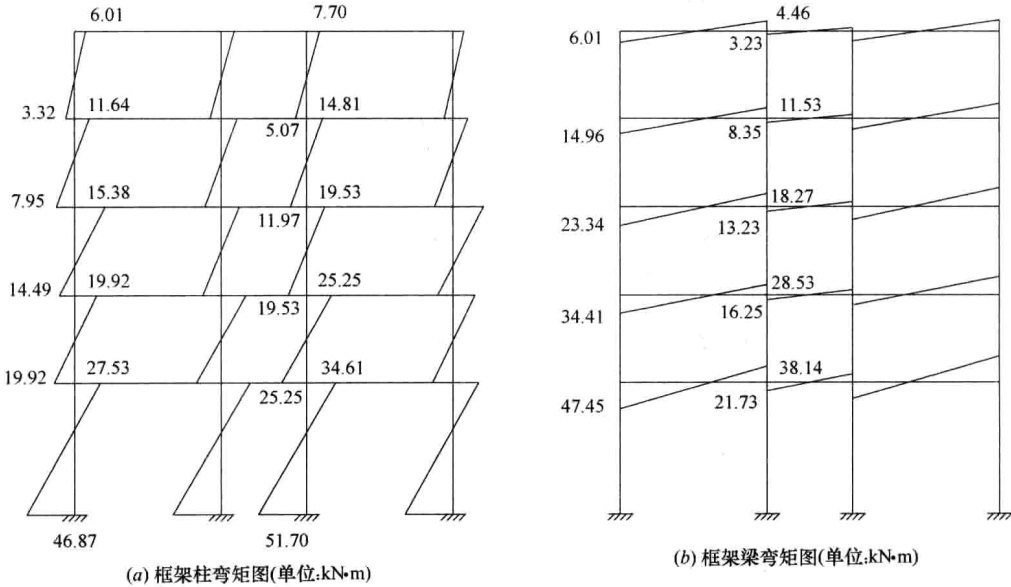


图 2-21 风荷载作用下框架弯矩图

2.8.6 竖向荷载作用下框架结构内力分析

1. 计算单元及计算简图

仍取中间框架进行计算。由于楼面荷载均匀分布, 所以可取两轴线中线之间的长度为计算单元宽度, 如图 2-23 所示。

因梁板为整体现浇, 且各区格按双向板考虑, 故直接传给横梁的楼面荷载为梯形分布荷载(边梁)或三角形分布荷载(走道梁), 计算单元范围内的其余荷载通过纵梁以集中荷载的形式传给框架柱, 如图 2-23 所示。另外, 由于本例中纵梁轴线与柱轴线不重合, 以及悬臂构件在柱轴线上产生力矩等, 所以作用在框架上的荷载还有集中力矩, 如图 2-24 所示。框架横梁自重以及直接作用在横梁上的填充墙体自重则按均布荷载考虑。竖向荷载作用下框架结构计算简图如图 2-24 所示。

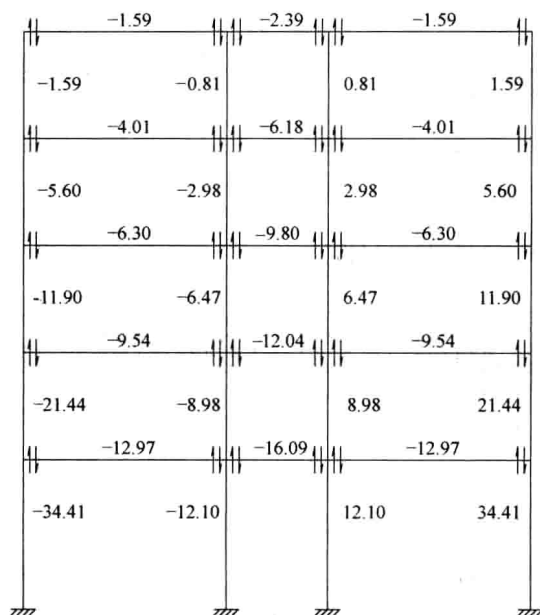


图 2-22 风荷载作用下框架梁端剪力及柱轴力图 (单位: kN)

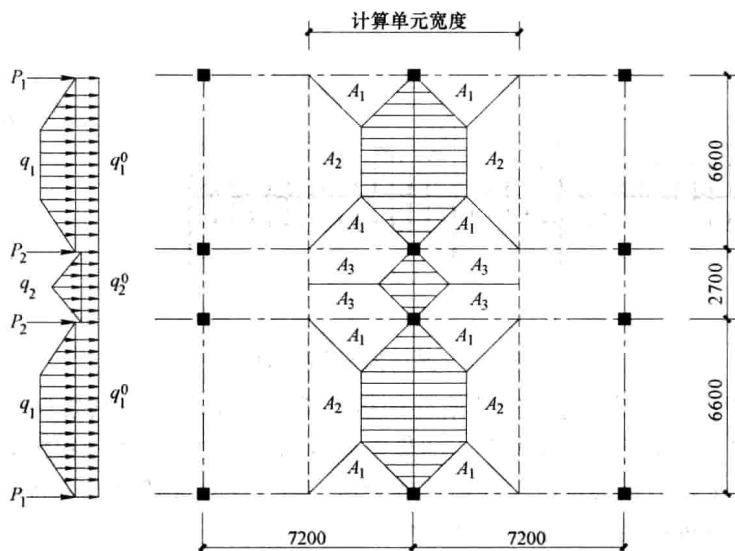


图 2-23 竖向荷载作用下框架结构的计算单元

## 2. 竖向荷载计算

### (1) 恒载计算

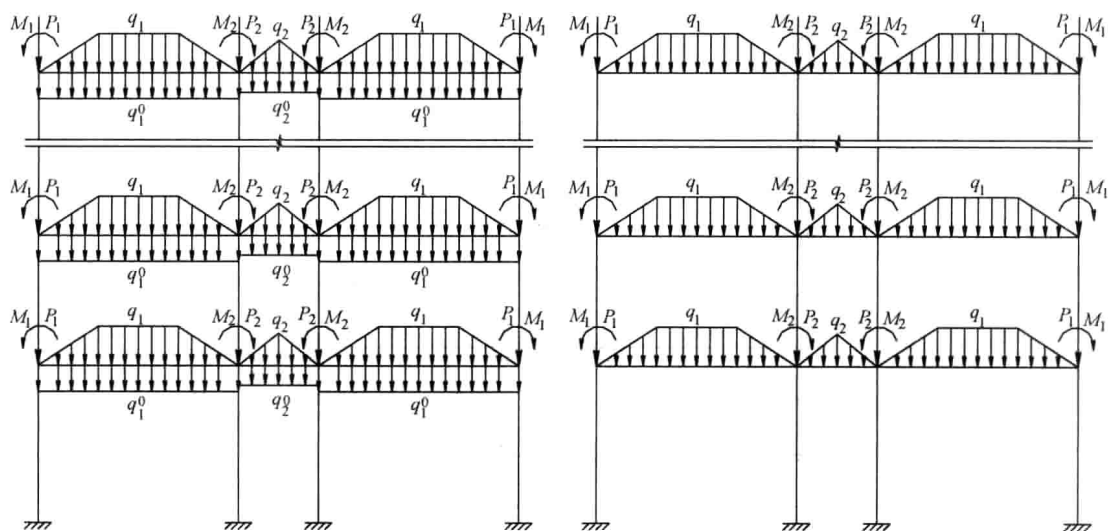
#### 1) 屋面恒载

如图 2-25 所示,  $q_1^0$ 、 $q_2^0$  为横梁自重 (扣除板自重), 由表 2-25 有关数据可得

$$q_1^0 = 4.09 \text{ kN/m}, q_2^0 = 2.454 \text{ kN/m}$$

$q_1$ 、 $q_2$  为板自重传给横梁的梯形和三角形分布荷载峰值, 由图 2-23 所示的计算单元可得

$$q_1 = 4.97 \times 3.6 = 17.89 \text{ kN/m}, q_2 = 4.97 \times 2.7 = 13.42 \text{ kN/m}$$



(a) 恒载作用计算简图

(b) 活载作用计算简图

图 2-24 竖向荷载作用下框架结构计算简图

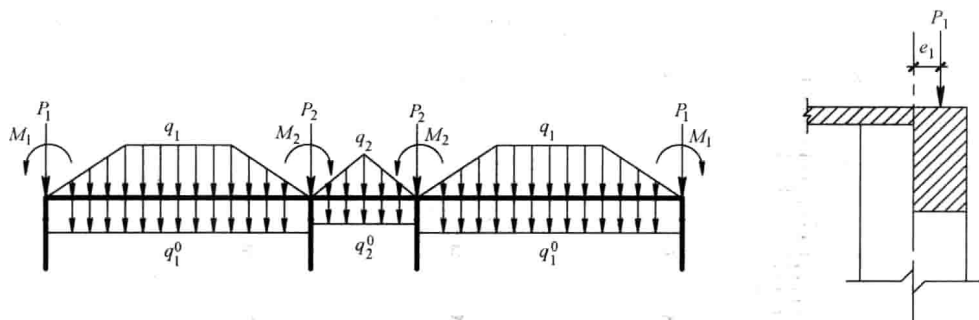


图 2-25 某层恒载作用示意图

$P_1$ 、 $M_1$ 、 $P_2$ 、 $M_2$  是通过纵梁传给柱的板自重、次梁自重、纵梁自重、女儿墙（纵墙）自重、挑檐（外挑阳台）等所产生的集中荷载和集中力矩。本工程框架结构的外纵梁外侧与柱外侧齐平，内纵梁走道一侧与柱的走道一侧齐平，无挑檐和外挑阳台，故不考虑挑檐和外挑阳台自重产生的集中荷载和集中力矩。

由图 2-23 所示的计算单元，可得

$$A_1 = 3.6 \times 1.8 \times \frac{1}{2} = 3.24 \text{m}^2, A_2 = [(6.6 - 3.6) + 6.6] \times 1.8 \times \frac{1}{2} = 8.64 \text{m}^2$$

$$A_3 = \left[ \left( 3.6 - \frac{2.7}{2} \right) + 3.6 \right] \times \frac{2.7}{2} \times \frac{1}{2} = 3.949 \text{m}^2$$

$$P_1 = 4.97 \times (2A_1 + A_2) + 27.403 + 18.018 \times \frac{1}{4} \times 2 + 5.4 \times 1.2 \times 7.2 = 158.21 \text{kN}$$

$$e_1 = \frac{0.5}{2} - \frac{0.3}{2} = 0.10 \text{m}, M_1 = P_1 \cdot e_1 = 15.82 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$P_2 = 4.97 \times (2A_1 + A_2 + 2A_3) + 27.403 + 18.018 \times \frac{1}{2} = 150.81 \text{kN}$$

$$e_2 = \frac{0.5}{2} - \frac{0.3}{2} = 0.10\text{m}, M_2 = P_2 \cdot e_2 = 15.08\text{kN} \cdot \text{m}$$

## 2) 楼面恒载

如图 2-25 所示,  $q_1^0$ 、 $q_2^0$  包括横梁自重 (扣除板自重) 与隔墙自重, 由表 2-25 有关数据可得:

$$q_2^0 = 2.454 \text{ kN/m}, q_1 = 3.25 \times 3.6 = 11.7 \text{ kN/m}, q_2 = 3.25 \times 2.7 = 8.775 \text{ kN/m}$$

$$1 \sim 2 \text{ 层: } q_1^0 = 4.50 + 3.08 \times (3.6 - 0.65) = 13.59 \text{ kN/m}$$

$$3 \sim 4 \text{ 层: } q_1^0 = 4.09 + 3.08 \times (3.6 - 0.60) = 13.33 \text{ kN/m}$$

3~4 层集中荷载和集中力矩:

$$\begin{aligned} P_1 &= 27.403 + 3.24 \times (3.6 - 0.6) \times (7.2 - 0.5) - (1.5 \times 1.8) \times (3.24 - 0.4) \\ &\quad + 3.25 \times (2A_1 + A_2) + [2.772 + 3.08 \times (3.6 - 0.5)] \times 6.5 \times \frac{1}{4} \times 2 \\ &= 174.04 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$e_1 = 0.10\text{m}, M_1 = P_1 \cdot e_1 = 17.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 27.403 + 3.08 \times (3.6 - 0.6) \times (7.2 - 0.5) - (0.9 \times 2.7) \times (3.08 - 0.4) \\ &\quad + 3.25 \times (2A_1 + A_2 + 2A_3) + [2.772 + 3.08 \times (3.6 - 0.5)] \times 6.5 \times \frac{1}{4} \times 2 \\ &= 197.65 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$e_2 = 0.10\text{m}, M_2 = P_2 \cdot e_2 = 19.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第 2 层集中荷载和集中力矩:

$$\begin{aligned} P_1 &= 27.403 + 3.24 \times (3.6 - 0.65) \times (7.2 - 0.5) - (1.5 \times 1.8) \times (3.24 - 0.4) \\ &\quad + 3.25 \times (2A_1 + A_2) + [2.772 + 3.08 \times (3.6 - 0.5)] \times 6.5 \times \frac{1}{4} \times 2 \\ &= 172.95 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$e_1 = 0.10\text{m}, M_1 = P_1 \cdot e_1 = 17.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 27.403 + 3.08 \times (3.6 - 0.65) \times (7.2 - 0.5) - (0.9 \times 2.7) \times (3.08 - 0.4) \\ &\quad + 3.25 \times (2A_1 + A_2 + 2A_3) + [2.772 + 3.08 \times (3.6 - 0.5)] \times 6.5 \times \frac{1}{4} \times 2 \\ &= 196.21 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$e_2 = 0.10\text{m}, M_2 = P_2 \cdot e_2 = 19.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第 1 层集中荷载和集中力矩:

$$\begin{aligned} P_1 &= 26.994 + 3.24 \times (3.6 - 0.65) \times (7.2 - 0.6) - (1.5 \times 1.8) \times (3.24 - 0.4) \\ &\quad + 3.25 \times (2A_1 + A_2) + [2.772 + 3.08 \times (3.6 - 0.5)] \times 6.55 \times \frac{1}{4} \times 2 \\ &= 171.90 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$e_1 = \frac{0.6}{2} - \frac{0.3}{2} = 0.15\text{m}, M_1 = P_1 \cdot e_1 = 25.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 26.994 + 3.08 \times (3.6 - 0.65) \times (7.2 - 0.6) - (0.9 \times 2.7) \times (3.08 - 0.4) \\ &\quad + 3.25 \times (2A_1 + A_2 + 2A_3) + [2.772 + 3.08 \times (3.6 - 0.5)] \times 6.55 \times \frac{1}{4} \times 2 \\ &= 195.61 \text{ kN} \end{aligned}$$



$$e_2 = \frac{0.6}{2} - \frac{0.3}{2} = 0.15\text{m}, M_2 = P_2 \cdot e_2 = 29.34\text{kN} \cdot \text{m}$$

注意,  $P_1$ 、 $P_2$ 、 $M_1$ 、 $M_2$ 中包括纵梁传给柱的板自重、次梁(含梁上隔墙)自重、纵梁自重、纵墙(含门、窗)等自重所产生的集中荷载和集中力矩。

## (2) 活载计算

如图 2-26 所示,  $q_1$ 、 $q_2$ 为板面传给横梁的梯形和三角形分布荷载峰值, 由图 2-23 所示的计算单元可得

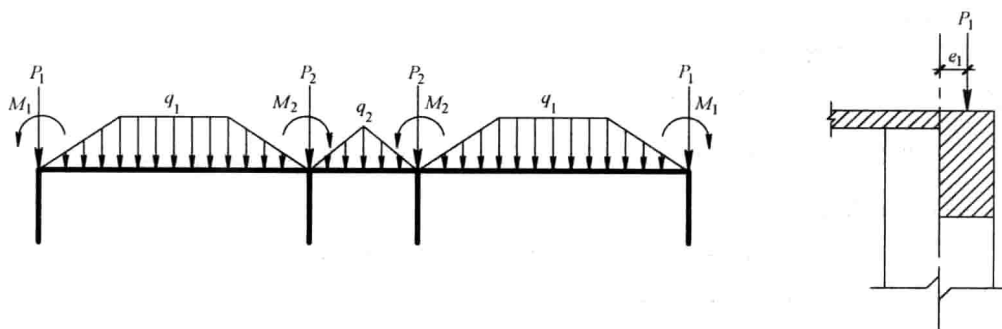


图 2-26 某层活载作用示意图

### 1) 屋面活载

$$q_1 = 2.0 \times 3.6 = 7.2\text{kN/m}, q_2 = 2.0 \times 2.7 = 5.4\text{kN/m}$$

$$P_1 = 2.0 \times (2A_1 + A_2) = 30.24\text{kN}, P_2 = 2.0 \times (2A_1 + A_2 + 2A_3) = 46.036\text{kN}$$

$$M_1 = P_1 \cdot e_1 = 3.02\text{kN} \cdot \text{m}, M_2 = P_2 \cdot e_2 = 4.60\text{kN} \cdot \text{m}$$

### 2) 楼面活载

$$q_1 = 2.0 \times 3.6 = 7.2\text{kN/m}, q_2 = 2.5 \times 2.7 = 6.75\text{kN/m}$$

$$P_1 = 2.0 \times (2A_1 + A_2) = 30.24\text{kN}, P_2 = 2.0 \times (2A_1 + A_2) + 2.5 \times 2A_3 = 49.985\text{kN}$$

$$2 \sim 4 \text{ 层}: e_1 = e_2 = 0.10\text{m}, M_1 = P_1 \cdot e_1 = 3.02\text{kN} \cdot \text{m}, M_2 = P_2 \cdot e_2 = 5.00\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{第 1 层}: e_1 = e_2 = 0.15\text{m}, M_1 = P_1 \cdot e_1 = 4.54\text{kN} \cdot \text{m}, M_2 = P_2 \cdot e_2 = 7.50\text{kN} \cdot \text{m}$$

根据以上计算结果, 各层框架梁上的竖向荷载标准值见表 2-36。

各层梁上的竖向荷载标准值

表 2-36

楼层	恒 载								活 载					
	$q_1^0$	$q_2^0$	$q_1$	$q_2$	$P_1$	$P_2$	$M_1$	$M_2$	$q_1$	$q_2$	$P_1$	$P_2$	$M_1$	$M_2$
5	4.09	2.45	17.89	13.42	158.21	150.81	15.82	15.08	7.20	5.40	30.24	46.036	3.02	4.60
4	13.33	2.45	11.70	8.78	174.04	197.65	17.40	19.76	7.20	6.75	30.24	49.985	3.02	5.00
3	13.33	2.45	11.70	8.78	174.04	197.65	17.40	19.76	7.20	6.75	30.24	49.985	3.02	5.00
2	13.59	2.45	11.70	8.78	172.95	196.21	17.30	19.62	7.20	6.75	30.24	49.985	3.02	5.00
1	13.59	2.45	11.70	8.78	171.90	195.61	25.78	29.34	7.20	6.75	30.24	49.985	4.54	7.50

注: 表中  $q_1^0$ 、 $q_2^0$ 、 $q_1$ 、 $q_2$  的量纲为  $\text{kN/m}$ ;  $P_1$ 、 $P_2$  的单位为  $\text{kN}$ ;  $M_1$ 、 $M_2$  的量纲为  $\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

### (3) 柱变截面处的附加弯矩

本例中第 1、2 层边柱变截面处轴线不重合，竖向荷载作用下，第 2 层柱底传来的轴力将对 1 层柱顶产生附加弯矩。因此，应当计算竖向荷载作用下第 1 层 A 柱变截面处的附加弯矩。

竖向荷载作用下，第 2 层 A 柱的轴力由第 2~5 层柱自重、梁上荷载引起的剪力和集中荷载  $P_1$  三部分组成。框架梁上荷载引起的剪力计算过程见表 2-37。

下面分别计算恒载和活载作用在第 1 层 A 柱变截面处的附加弯矩和节点外力矩。

#### 1) 恒载作用下

$$N_{A2}^{\text{底}} = 24.255 \times 4 + (56.44 + 72.07 \times 2 + 72.91) + (158.21 + 174.04 \times 2 + 172.95) = 1049.75 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{A1} = 1049.75 \times (0.6/2 - 0.5/2) = 52.49 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (逆时针)}$$

第 1 层 A 节点外力矩为：

$$M_{A1} = 25.78 + 52.49 = 78.27 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (逆时针)}$$

#### 2) 活载作用下

$$N_{A2}^{\text{底}} = 23.76 \times 4 + 30.24 \times 4 = 216.00 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{A1} = 216.00 \times (0.6/2 - 0.5/2) = 10.80 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (逆时针)}$$

第 1 层 A 节点外力矩为：

$$M_{A1} = 4.54 + 10.80 = 15.336 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (逆时针)}$$

框架梁上荷载引起的剪力

表 2-37

楼层	恒 载 作 用						活 载 作 用			
	AB 跨		BC 跨		AB 跨	BC 跨	AB 跨	BC 跨	AB 跨	BC 跨
	$q_1^0$	$q_1$	$q_2^0$	$q_2$	$V_A = -V_B$	$V_B = -V_C$	$q_1$	$q_2$	$V_A = -V_B$	$V_B = -V_C$
5	4.09	17.89	2.45	13.42	56.44	12.37	7.20	5.40	17.28	3.65
4	13.33	11.70	2.45	8.78	72.07	9.24	7.20	6.75	17.28	4.56
3	13.33	11.70	2.45	8.78	72.07	9.24	7.20	6.75	17.28	4.56
2	13.59	11.70	2.45	8.78	72.91	9.24	7.20	6.75	17.28	4.56
1	13.59	11.70	2.45	8.78	72.91	9.24	7.20	6.75	17.28	4.56

注：1. 梁端弯矩和梁端剪力均以绕杆件顺时针方向旋转为正；

2. 表中剪力的量纲为 kN。

### 3. 内力计算

本例中，因结构和荷载均对称，故取对称轴一侧的框架为计算对象，且中间跨梁取为竖向滑动支座，如图 2-27 所示。下面采用弯矩二次分配法计算杆端弯矩。对弯矩、剪力和轴力的符号规定为：杆端弯矩以绕杆件顺时针方向旋转为正，节点弯矩以绕节点逆时针方向旋转为正；杆端剪力以绕杆件顺时针方向旋转为正；柱轴力以受压为正。

#### (1) 计算杆端弯矩分配系数

图 2-27 所示计算简图的中间跨梁跨长为原梁跨长的一半，故其线刚度应取图 2-17 中

[illegible]

梁线刚度值的两倍。下面以第 1 层边节点和中节点为例,说明杆端弯矩分配系数的计算方法,其中  $S_A$ 、 $S_B$  分别表示边节点和中节点各杆端的转动刚度之和。

$$S_A = 4 \times (4.702 + 6.762 + 7.020) \times 10^{10} = 4 \times 18.484 \times 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm/rad}$$

$$\mu_{\text{上柱}}^A = \frac{4.702}{18.484} = 0.254, \mu_{\text{下柱}}^A = \frac{7.020}{18.484} = 0.380, \mu_{\text{右梁}}^A = \frac{6.762}{18.484} = 0.366$$

$$\mu_{\text{左梁}}^B = \frac{6.762}{20.410} = 0.331, \mu_{\text{右梁}}^B = \frac{3.852 \times 2 \times 1/4}{20.410} = 0.094$$

同理，可求得其余各层节点的杆端弯矩分配系数，计算结果见图 2-28。

3.024			-4.604			
上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁
	0.469	0.531	0.445		0.394	0.161
		-22.778	22.778		-2.050	
	9.269	10.485	-7.178		-6.346	-2.600
	3.154	-3.589	5.242		-2.149	
	0.204	0.231	-1.377		-1.218	-0.499
	12.628	-15.652	19.465		-11.763	-3.098
3.024					-4.999	
0.319	0.319	0.361	0.319	0.282	0.282	0.116
		-22.778	22.778		-2.563	
	6.309	7.136	-4.861	-4.298	-4.298	-1.760
	4.635	-2.431	3.568	-3.173	-2.149	
	-1.711	-1.936	-0.560	-0.495	0.495	-0.203
	9.232	-20.008	22.045	-6.975	-8.514	-1.558
3.024					-4.999	
0.319	0.319	0.361	0.319	0.282	0.282	0.116
		-22.778	22.778		-2.563	
	6.309	7.136	-4.861	-4.298	-4.298	-1.760
	3.154	-2.431	3.568	-2.149	-1.932	
	-1.128	-1.126	-0.164	-0.145	-0.145	-0.482
	8.335	-19.349	21.649	-6.302	-8.648	-1.279
3.024					-4.999	
0.284	0.293	0.422	0.377	0.254	0.262	0.107
		-22.778	22.778		-2.563	
	5.619	8.337	-5.733	-3.864	-3.987	-1.633
	3.154	-2.867	4.169	-2.149	-1.465	
	-0.398	-0.591	-0.209	-0.141	-0.145	-0.060
	8.375	-17.898	21.005	-6.154	-8.160	-1.639
14.040					-7.498	
0.254	0.380	0.366	0.331	0.230	0.344	0.094
		-22.778	22.778		-2.563	
	2.223	3.197	-4.213	-2.930	-4.374	-1.200
	2.899	-2.107	1.598	-1.993		
	-0.202	-0.290	0.131	0.091	-0.136	-0.037
	4.920	-21.978	20.294	-4.832	-6.801	-1.163
	1.509				-3.401	

图 2-28 活载作用下框架弯矩二次分配过程

## (2) 计算杆件固端弯矩

以第 1 层的边跨梁和中间跨梁为例，说明杆件固端弯矩的计算方法。

### 1) 恒载作用下固端弯矩计算

边跨梁的固端弯矩为

$$\begin{aligned}
 M_{A1} &= -\frac{1}{12}q_1^0 l^2 - \frac{1}{12}q_1 l^2 (1 - 2\alpha^2 + \alpha^3) \\
 &= -\frac{1}{12} \times 13.59 \times 6.6^2 - \frac{1}{12} \times 11.70 \times 6.6^2 \times \left[ 1 - 2 \times \left( \frac{1.8}{6.6} \right)^2 + \left( \frac{1.8}{6.6} \right)^3 \right] \\
 &= -86.328 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

中间跨梁的固端弯矩为

$$M_{B1} = -\frac{1}{3}q_2^0 l^2 - \frac{5}{24}q_2 l^2 = -\frac{1}{3} \times 2.45 \times 1.35^2 - \frac{5}{24} \times 8.78 \times 1.35^2 = -4.823 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 活荷载作用下固端弯矩计算

$$\begin{aligned}
 M_{A1} &= -\frac{1}{12}q_1 l^2 (1 - 2\alpha^2 + \alpha^3) \\
 &= -\frac{1}{12} \times 7.2 \times 6.6^2 \times \left[ 1 - 2 \times \left( \frac{1.8}{6.6} \right)^2 + \left( \frac{1.8}{6.6} \right)^3 \right] = -22.778 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{B1} &= -\frac{5}{24}q_2 l^2 = -\frac{5}{24} \times 6.75 \times 1.35^2 = -2.563 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

(3) 计算杆端弯矩

采用弯矩二次分配法计算杆端弯矩。恒载作用下框架各节点的弯矩分配以及杆端分配弯矩的传递过程在图 2-27 中进行,最后所得的杆端弯矩应为固端弯矩、分配弯矩和传递弯矩的代数和,不得计入节点力矩(因为节点力矩是外部作用,不是截面内力)。恒载作用下框架结构的弯矩图见图 2-29 (a)。活荷载作用下框架各节点的弯矩分配与传递过程见图 2-28,弯矩图见图 2-29 (b)。

梁跨间最大弯矩根据梁两端的杆端弯矩及作用于梁上的荷载,用平衡条件求得,详细计算过程见内力组合相关内容。

(4) 梁端剪力及柱轴力计算

根据作用于梁上的荷载及梁端弯矩,用平衡条件可求得梁端剪力。将柱两侧的梁端剪力、节点集中力及柱轴力叠加,即得柱轴力。下面以第 5 层框架梁、柱为例说明梁端剪力及柱轴力的计算过程。

1) 梁端剪力计算

恒载作用下,梁端弯矩引起的剪力计算如下:

$$\text{AB 跨: } V_A = V_B = -(-52.888 + 61.301)/6.6 = -1.275 \text{ kN}$$

$$\text{BC 跨: } V_B = V_C = -(-9.022 + 9.022)/2.7 = 0 \text{ kN}$$

梁上荷载引起的剪力:

AB 跨:

$$V_A = -V_B = \frac{1}{2} \times 4.09 \times 6.6 + \frac{1}{2} \times \left[ 17.89 \times 3.0 + \frac{1}{2} \times 17.89 \times (6.6 - 3.0) \right] = 56.438 \text{ kN}$$

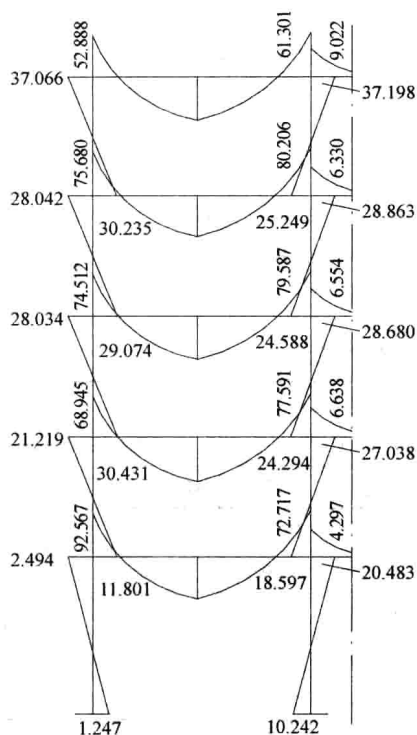
$$\text{BC 跨: } V_B = -V_C = \frac{1}{2} \times 2.45 \times 2.7 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times 13.42 \times 2.7 = 12.371 \text{ kN}$$

总剪力:

$$\text{AB 跨: } V_A = 56.438 - 1.275 = 55.163 \text{ kN}$$

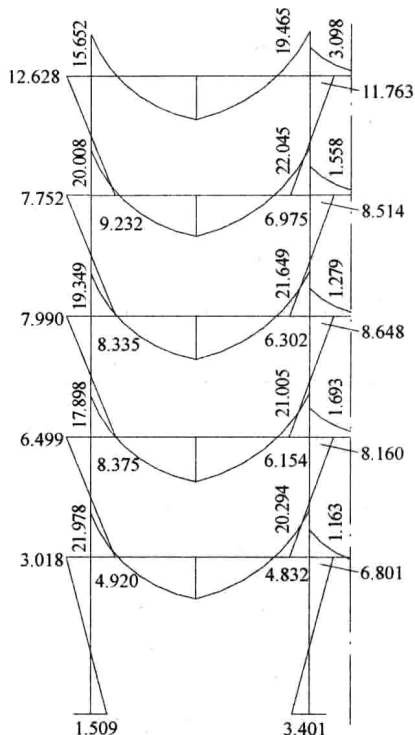
$$V_B = -56.438 - 1.275 = -57.713 \text{ kN}$$

$$\text{BC 跨: } V_B = V_C = 17.156 \text{ kN}$$



(单位:kN·m)

(a) 恒载作用下框架弯矩图



(单位:kN·m)

(b) 活载作用下框架弯矩图

图 2-29 竖向荷载作用下框架弯矩图

活荷载作用下，梁端弯矩引起的剪力计算如下：

$$\text{AB 跨: } V_A = V_B = -(-15.652 + 19.465)/6.6 = -0.578 \text{ kN}$$

$$\text{BC 跨: } V_B = V_C = -(-3.098 + 3.098)/2.7 = 0 \text{ kN}$$

梁上荷载引起的剪力：

$$\text{AB 跨: } V_A = -V_B = \frac{1}{2} \times \left[ 7.2 \times 3.0 + \frac{1}{2} \times 7.2 \times (6.6 - 3.0) \right] = 17.280 \text{ kN}$$

$$\text{BC 跨: } V_B = -V_C = \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times 5.4 \times 2.7 = 3.645 \text{ kN}$$

总剪力：

$$\text{AB 跨: } V_A = 17.280 - 0.578 = 16.702 \text{ kN}$$

$$V_B = -17.280 - 0.578 = -17.858 \text{ kN}$$

$$\text{BC 跨: } V_B = V_C = 3.645 \text{ kN}$$

2) 柱轴力计算

恒载作用下，第 5 层 A 柱的轴力：

$$\text{上端的轴力: } N_A^u = 158.21 + 55.163 = 213.377 \text{ kN}$$

$$\text{下端的轴力 (计入柱的自重): } N_B^b = 213.377 + 24.255 = 237.632 \text{ kN}$$

第 5 层 B 柱的轴力：

上端的轴力： $N_B^b=150.81+57.713+12.371=220.895\text{kN}$   
 下端的轴力（计入柱的自重）： $N_B^b=220.895+24.255=245.150\text{kN}$   
 活荷载作用下，第5层A柱的轴力：

$$N_A^u=N_A^b=30.24+16.702=46.942\text{kN}$$

第5层B柱的轴力：

$$N_A^u=N_A^b=46.036+17.858+3.645=67.539\text{kN}$$

其余各层梁端剪力及柱轴力的计算过程与计算结果见表 2-38、表 2-39 和表 2-40。恒载与活载作用下梁端剪力及柱轴力见图 2-30 和图 2-31。

框架梁端弯矩及弯矩引起的剪力 表 2-38

楼层	恒 载					活 载				
	AB 跨		BC 跨	AB 跨	BC 跨	AB 跨		BC 跨	AB 跨	BC 跨
	$M_A$	$M_B'$	$M_B'=-M_C'$	$V_A=V_B$	$V_B=V_C$	$M_A$	$M_B'$	$M_B'=-M_C'$	$V_A=V_B$	$V_B=V_C$
5	-52.888	61.301	-9.022	-1.275	0	-15.652	19.465	-3.098	-0.578	0
4	-75.680	80.206	-6.330	-0.686	0	-20.008	22.045	-1.558	-0.309	0
3	-74.512	79.587	-6.554	-0.769	0	-19.349	21.649	-1.279	-0.348	0
2	-68.945	77.591	-6.638	-1.310	0	-17.898	21.005	-1.693	-0.471	0
1	-92.567	72.717	-4.297	3.008	0	-21.978	20.294	-1.163	0.255	0

注：1. 梁端弯矩和梁端剪力均以绕杆件顺时针方向旋转为正；  
 2. 表中弯矩的量纲为“ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ”，剪力的量纲为“ $\text{kN}$ ”。

恒载作用下梁端剪力及柱轴力 表 2-39

楼层	荷载引起的剪力		弯矩引起的剪力		总剪力			柱轴力			
	AB 跨	BC 跨	AB 跨	BC 跨	AB 跨		BC 跨	A 柱轴力		B 柱轴力	
	$V_A=-V_B$	$V_B=-V_C$	$V_A=V_B$	$V_B=V_C$	$V_A$	$V_B$	$V_B=V_C$	$N_{顶}$	$N_{底}$	$N_{顶}$	$N_{底}$
5	56.438	12.371	-1.275	0	55.163	-57.713	12.371	213.377	237.632	220.895	245.150
4	72.069	9.236	-0.686	0	71.383	-72.755	9.236	483.055	507.310	524.788	549.043
3	72.069	9.236	-0.769	0	71.300	-72.838	9.236	752.649	776.904	828.764	853.019
2	72.911	9.236	-1.310	0	71.601	-74.220	9.236	1021.458	1045.713	1132.683	1156.938
1	72.911	9.236	3.008	0	75.918	-69.903	9.236	1293.528	1342.608	1431.683	1480.763

注：1. 梁端弯矩和梁端剪力均以绕杆件顺时针方向旋转为正；  
 2. 表中剪力和轴力的量纲为“ $\text{kN}$ ”。

活载作用下梁端剪力及柱轴力 表 2-40

楼层	荷载引起的剪力		弯矩引起的剪力		总 剪 力			柱 轴 力	
	AB 跨	BC 跨	AB 跨	BC 跨	AB 跨		BC 跨	A 柱轴力	B 柱轴力
	$V_A=-V_B$	$V_B=-V_C$	$V_A=V_B$	$V_B=V_C$	$V_A$	$V_B$	$V_B=V_C$	$N_{顶}=N_{底}$	$N_{顶}=N_{底}$
5	17.280	3.645	-0.578	0	16.702	-17.858	3.645	46.942	46.942
4	17.280	4.556	-0.309	0	16.971	-17.589	4.556	94.154	94.154
3	17.280	4.556	-0.348	0	16.932	-17.628	4.556	141.325	141.325
2	17.280	4.556	-0.471	0	16.809	-17.751	4.556	188.374	188.374
1	17.280	4.556	0.255	0	17.535	-17.025	4.556	236.150	236.150

注：1. 梁端弯矩和梁端剪力均以绕杆件顺时针方向旋转为正；  
 2. 表中剪力和轴力的量纲为“ $\text{kN}$ ”。

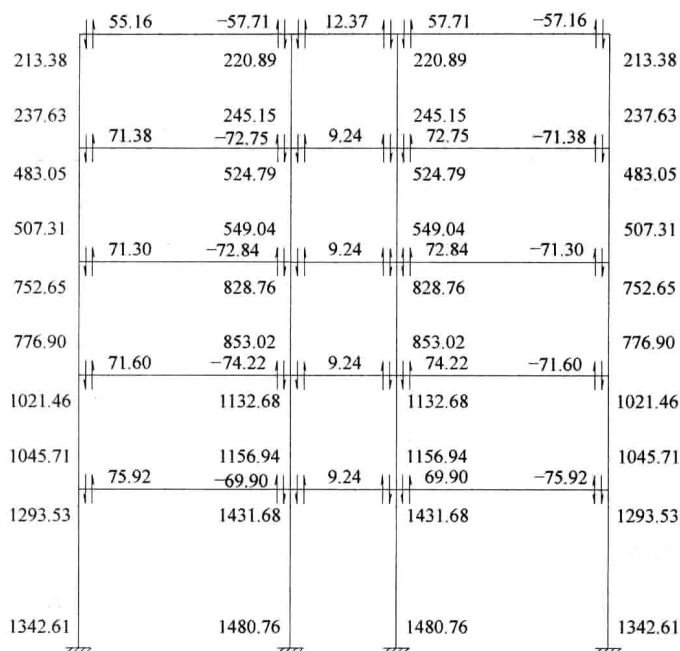


图 2-30 恒载作用下框架梁端剪力及柱轴力图 (单位: kN)

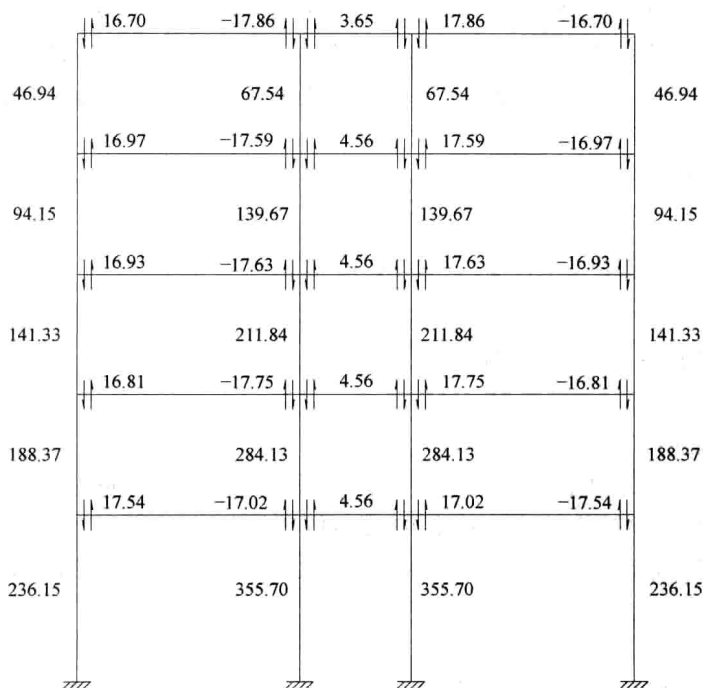


图 2-31 活载作用下框架梁端剪力及柱轴力图 (单位: kN)

### 3) 侧移二阶效应的考虑

按式 (1-26) 验算是否需要考虑侧移二阶效应的影响, 式中的  $\sum_{j=i}^n G_j$  可根据表 2-39



和表 2-40 各层柱下端截面的轴力计算, 且转换为设计值, 计算结果见表 2-41。比较表中相应数据可知, 各层均满足上式要求, 即本例的框架结构不需要考虑侧移二阶效应的影响。

各楼层重力荷载设计值计算及二阶效应验算

表 2-41

楼层	层高	恒载轴力标准值		活载轴力标准值		$G_i$ (kN)	$G_i/h_i$	$20G_i/h_i$	$\sum D_i$ (N/mm)
		A 柱	B 柱	A 柱	B 柱				
5	3.60	237.63	245.15	46.94	67.54	739.61	205.45	4108.96	72150
4	3.60	507.31	549.04	94.15	139.67	1594.97	443.05	8860.97	72150
3	3.60	776.90	853.02	141.33	211.84	2450.34	680.65	13612.98	76978
2	3.60	1045.71	1156.94	188.37	284.13	3304.69	917.97	18359.37	82588
1	5.00	1342.61	1480.76	236.15	355.70	4216.63	843.33	16866.52	71885

### 2.8.7 内力组合

以第 1 层的梁、柱内力组合为例, 详细说明内力组合方法, 其他层仅给出计算结果, 计算过程从略。

#### 1. 梁控制截面内力标准值

表 2-42 是 1~5 层梁在恒载、活载和风荷载标准值作用下, 支座中心处及支座边缘处 (控制截面) 的梁端弯矩值和剪力值, 其中支座中心处的弯矩值  $M$  和剪力值  $V$  取自表 2-32、表 2-35、表 2-39、表 2-40 和图 2-29; 柱边缘处的弯矩值  $M_b$  和剪力值  $V_b$  近似按下述方法计算。

在均布荷载作用下:  $M_b = M - V \cdot b/2,$

$$V_b = V - q \cdot b/2$$

在三角形荷载作用下:  $M_b = M - V \cdot b/2,$

$$V_b = V - q/2 \cdot b/2$$

在风荷载作用下:  $M_b = M - V \cdot b/2,$

$$V_b = V$$

式中  $b$ ——柱截面高度。

由于本工程 1、2 层边柱轴线不重合, 计算框架梁支座边缘处的内力时, 应当考虑 1、2 层柱截面尺寸改变和轴线不重合引起的截面位置调整。由 2.8.2 节的框架计算简图可知, 第 1 层边柱轴线至梁支座边缘的距离为  $0.5/2 + 0.1 = 0.35\text{m}$ , 第 1 层中柱轴线至梁支座边缘的距离为  $0.6/2 = 0.3\text{m}$ 。

#### 1) 恒载作用下

第 1 层 AB 跨梁 A 支座边缘处的内力:

$$M_b = M - V \times b/2 = -92.567 + 75.918 \times 0.35 = -65.996\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} V_b &= V - q_1^0 \times b/2 - q_1/2 \times b/2 = 75.918 - 13.33 \times 0.35 - 1/2 \times 11.7 \times 0.35/1.8 \times 0.35 \\ &= 70.765\text{kN} \end{aligned}$$

第 1 层 AB 跨梁 B 支座边缘处的内力:

$$M_b = M - V \times b/2 = 72.717 - 69.903 \times 0.3 = 51.746 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} V_b &= V - q_1^0 \times b/2 - q_1/2 \times b/2 \\ &= -69.903 + 13.59 \times 0.3 + 1/2 \times 11.7 \times 0.3/1.8 \times 0.3 = -65.535 \text{ kN} \end{aligned}$$

第1层 BC 跨梁 B 支座边缘处的内力:

$$M_b = M - V \times b/2 = -4.297 + 9.236 \times 0.3 = -1.526 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} V_b &= V - q_1^0 \times b/2 - q_1/2 \times b/2 \\ &= 9.236 - 2.45 \times 0.3 - 1/2 \times 8.78 \times 0.3/1.35 \times 0.3 = 8.207 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 活载作用下

第1层 AB 跨梁 A 支座边缘处的内力:

$$M_b = M - V \times b/2 = -21.978 + 17.535 \times 0.35 = -15.841 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_b = V - q/2 \times b/2 = 17.535 - 1/2 \times 7.2 \times 0.35/1.8 \times 0.35 = 17.290 \text{ kN}$$

第1层 AB 跨梁 B 支座边缘处的内力:

$$M_b = M - V \times b/2 = 20.294 - 17.535 \times 0.3 = 15.187 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_b = V - q/2 \times b/2 = -17.535 + 1/2 \times 7.2 \times 0.3/1.8 \times 0.3 = -16.845 \text{ kN}$$

第1层 BC 跨梁 B 支座边缘处的内力:

$$M_b = M - V \times b/2 = -1.163 + 4.556 \times 0.3 = 0.204 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_b = V - q/2 \times b/2 = 4.556 - 1/2 \times 6.75 \times 0.3/1.8 \times 0.3 = 4.331 \text{ kN}$$

3) 地震作用下

第1层 AB 跨梁 A 支座边缘处的内力:

$$M_b = M - V \cdot b/2 = 439.188 - 116.405 \times 0.35 = 398.447 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_b = V = -116.405 \text{ kN}$$

第1层 AB 跨梁 B 支座边缘处的内力:

$$M_b = M - V \cdot b/2 = 329.083 - 116.405 \times 0.3 = 294.162 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_b = V = -116.405 \text{ kN}$$

第1层 BC 跨梁 B 支座边缘处的内力:

$$M_b = M - V \cdot b/2 = 187.468 - 138.865 \times 0.3 = 145.808 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_b = V = -138.865 \text{ kN}$$

4) 风荷载作用下

第1层 AB 跨梁 A 支座边缘处的内力:

$$M_b = M - V \cdot b/2 = 47.447 - 12.967 \times 0.35 = 42.908 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_b = V = -12.967 \text{ kN}$$

第1层 AB 跨梁 B 支座边缘处的内力:

$$M_b = M - V \cdot b/2 = 38.137 - 12.967 \times 0.3 = 34.247 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_b = V = -12.967 \text{ kN}$$

第1层 BC 跨梁 B 支座边缘处的内力:

$$M_b = M - V \cdot b/2 = 21.725 - 16.094 \times 0.3 = 16.897 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_b = V = -16.093 \text{ kN}$$

表 2-42 框架梁端控制截面内力标准值

楼 层	截 面	恒 载 内 力						活 载 内 力						风 载 内 力						地 震 内 力						
		支座中心线			支座边缘			支座中心线			支座边缘			支座中心线			支座边缘			支座中心线		支座边缘				
		M	V		M	V		M	V		M	V		M	V		M	V		M	V		M	V		
5	A	-52.888	55.163		-39.097	53.830		-15.652	16.702		-11.476	16.577		6.013	5.616		-1.587			87.090		M		M		-22.972
	B <sub>l</sub>	61.301	-57.713		46.873	-59.046		19.465	-17.858		15.000	-17.733		4.463	4.066		-1.587			64.527		M		M		-22.972
	B <sub>r</sub>	-9.022	12.371		-5.929	11.447		-3.098	3.645		-2.187	3.520		3.232	2.634		-2.394			46.736		M		M		-34.619
4	A	-75.680	71.383		-57.834	67.848		-20.008	16.971		-15.765	16.846		14.961	13.958		-4.013			182.994		M		M		-50.385
	B <sub>l</sub>	80.206	-72.755		62.018	-76.290		22.045	-17.589		17.648	-17.464		11.525	10.522		-4.013			149.546		M		M		-50.385
	B <sub>r</sub>	-6.330	9.236		-4.021	8.419		-1.558	4.556		-0.418	4.400		8.348	6.802		-6.183			108.313		M		M		-80.232
3	A	-74.512	71.300		-56.687	70.484		-19.349	16.932		-15.116	16.807		23.335	21.760		-6.303			284.400		M		M		-75.758
	B <sub>l</sub>	79.587	-72.838		61.377	-76.373		21.649	-17.628		17.242	-17.503		18.265	16.689		-6.303			215.603		M		M		-75.758
	B <sub>r</sub>	-6.554	9.236		-4.245	8.419		-1.279	4.556		-0.140	4.400		13.229	10.779		-9.799			156.157		M		M		-115.672
2	A	-68.945	71.601		-51.045	68.001		-17.898	16.809		-13.696	16.684		34.407	32.023		-9.535			367.023		M		M		-101.790
	B <sub>l</sub>	77.591	-74.220		59.036	-77.820		21.005	-17.751		16.567	-17.626		28.527	26.144		-9.535			304.790		M		M		-101.790
	B <sub>r</sub>	-6.638	9.236		-4.329	8.419		-1.693	4.556		-0.553	4.400		16.251	13.242		-12.038			173.629		M		M		-128.614
1	A	-92.567	75.918		-65.996	70.765		-21.978	17.535		-15.841	17.290		47.447	42.908		-12.967			439.188		M		M		-116.405
	B <sub>l</sub>	72.717	-69.903		51.746	-65.535		20.294	-17.025		15.187	-16.845		38.137	34.247		-12.967			329.083		M		M		-116.405
	B <sub>r</sub>	-4.297	9.236		-1.526	8.207		-1.163	4.556		0.204	4.331		21.725	16.897		-16.093			187.468		M		M		-138.865

注：1. 表中弯矩  $M$  的量纲为 “ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ”；剪力  $V$  的量纲为 “ $\text{kN}$ ”；  
 2. 梁端弯矩和梁端剪力均以绕杆件顺时针方向为正；  
 3. 风荷载和地震荷载作用下梁端控制截面和支座中心处剪力值相同。

## 2. 梁控制截面的内力组合

框架梁应按 2.5.2 节所述方法分别进行持久设计状况和地震设计状况下的内力组合。框架梁端控制截面内力组合值见表 2-43, 相应截面的内力标准值取自表 2-42。应当注意, 内力组合时, 竖向荷载作用下的梁支座截面负弯矩乘了调整系数 0.8, 跨中截面弯矩相应增大 (由平衡条件确定); 持久设计状况时, 当风荷载作用下支座截面为正弯矩且与永久荷载效应组合时, 永久荷载分项系数取 1.0, 因此, 有风荷载参与组合时, 永久荷载分项系数应分别取 1.0 和 1.2 进行组合以确定最不利内力。地震设计状况时, 当水平地震作用下支座截面为正弯矩且与永久荷载效应组合时, 永久荷载分项系数取 1.0, 因此, 在水平地震力参与组合时, 永久荷载分项系数也应分别取 1.0 和 1.2 进行组合以确定最不利内力。

下面以第 1 层框架梁为例, 说明持久设计状况时, 在  $1.2S_{Gk} \pm 1.4S_{wk} + 1.4 \times 0.7S_{Qk}$  或  $1.0S_{Gk} \pm 1.4S_{wk} + 1.4 \times 0.7S_{Qk}$  组合项中各控制截面内力组合值的计算方法。

左来风 ( $\rightarrow$ ) 作用时, 由表 2-42 的有关数据, 可得各控制截面的弯矩和剪力组合值:

$$\begin{aligned}M_A &= 1.2 \times 0.8M_{Gk} + 1.4M_{wk} + 1.4 \times 0.7 \times 0.8M_{Qk} \\&= 1.2 \times 0.8 \times (-66.00) + 1.4 \times 42.91 + 1.4 \times 0.7 \times 0.8 \times (-15.84) \\&= -15.70 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (下部受拉)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{B_l} &= 1.2 \times 0.8M_{Gk} + 1.4M_{wk} + 1.4 \times 0.7 \times 0.8M_{Qk} \\&= 1.2 \times 0.8 \times 51.75 + 1.4 \times 34.25 + 1.4 \times 0.7 \times 0.8 \times 15.19 \\&= 109.53 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (上部受拉)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{B_r} &= 1.0 \times 0.8M_{Gk} + 1.4M_{wk} + 1.4 \times 0.7 \times 0.8M_{Qk} \\&= 1.0 \times 0.8 \times (-1.53) + 1.4 \times 16.90 + 1.4 \times 0.7 \times 0.8 \times 0.20 \\&= 22.60 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (下部受拉)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_A &= 1.2V_{Gk} + 1.4V_{wk} + 1.4 \times 0.7V_{Qk} \\&= 1.2 \times 70.77 + 1.4 \times (-12.97) + 1.4 \times 0.7 \times 17.29 = 83.71 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{B_l} &= 1.2V_{Gk} + 1.4V_{wk} + 1.4 \times 0.7V_{Qk} \\&= 1.2 \times (-65.53) + 1.4 \times (-12.97) + 1.4 \times 0.7 \times (-16.84) = -113.30 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{B_r} &= 1.2V_{Gk} + 1.4V_{wk} + 1.4 \times 0.7V_{Qk} \\&= 1.2 \times 8.21 + 1.4 \times (-16.09) + 1.4 \times 0.7 \times 4.33 = -8.44 \text{ kN}\end{aligned}$$

同理, 右来风 ( $\leftarrow$ ) 作用时可得各控制截面的弯矩和剪力组合值如下:

$$\begin{aligned}M_A &= 1.2 \times 0.8M_{Gk} - 1.4M_{wk} + 1.4 \times 0.7 \times 0.8M_{Qk} \\&= 1.2 \times 0.8 \times (-66.00) - 1.4 \times 42.91 + 1.4 \times 0.7 \times 0.8 \times (-15.84) \\&= -135.85 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (上部受拉)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{B_l} &= 1.2 \times 0.8M_{Gk} - 1.4M_{wk} + 1.4 \times 0.7 \times 0.8M_{Qk} \\&= 1.2 \times 0.8 \times 51.75 - 1.4 \times 34.25 + 1.4 \times 0.7 \times 0.8 \times 15.19 \\&= 13.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (下部受拉)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{B_r} &= 1.2 \times 0.8M_{Gk} - 1.4M_{wk} + 1.4 \times 0.7 \times 0.8M_{Qk} \\&= 1.2 \times 0.8 \times (-1.53) - 1.4 \times 16.90 + 1.4 \times 0.7 \times 0.8 \times 0.20 \\&= -24.96 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (上部受拉)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_A &= 1.2V_{Gk} - 1.4V_{wk} + 1.4 \times 0.7V_{Qk} \\&= 1.2 \times 70.77 - 1.4 \times (-12.97) + 1.4 \times 0.7 \times 17.29 = 120.02 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V_{B_l} = 1.2V_{Gk} - 1.4V_{wk} + 1.4 \times 0.7V_{Qk}$$

$$=1.2 \times (-65.53) - 1.4 \times (-12.97) + 1.4 \times 0.7 \times (-16.84) = -77.00 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Br}} = 1.2V_{\text{Gk}} - 1.4V_{\text{Wk}} + 1.4 \times 0.7V_{\text{Qk}}$$

$$=1.2 \times 8.21 - 1.4 \times (-16.09) + 1.4 \times 0.7 \times 4.33 = 36.62 \text{ kN}$$

下面仍以第1层框架梁为例,说明地震设计状况时,在 $1.2S_{\text{GE}} \pm 1.3S_{\text{Ek}}$ 或 $1.0S_{\text{GE}} \pm 1.3S_{\text{Ek}}$ 组合项中各控制截面内力组合值的计算方法。

左震( $\rightarrow$ )作用时,由表2-42的有关数据,可得各控制截面的弯矩和剪力组合值:

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{RE}}M_{\text{A}} &= 0.75 \times [1.0 \times (0.8M_{\text{Gk}} + 0.5 \times 0.8M_{\text{Qk}}) + 1.3M_{\text{Ek}}] \\ &= 0.75 \times \{1.0 \times [0.8 \times (-66.00) + 0.5 \times 0.8 \times (-15.84)] + 1.3 \times 398.45\} \\ &= 344.14 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{下部受拉})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{RE}}M_{\text{B}} &= 0.75 \times [1.2 \times (0.8M_{\text{Gk}} + 0.5 \times 0.8M_{\text{Qk}}) + 1.3M_{\text{Ek}}] \\ &= 0.75 \times [1.2 \times (0.8 \times 51.75 + 0.5 \times 0.8 \times 15.19) + 1.3 \times 294.16] \\ &= 329.53 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{上部受拉})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{RE}}M_{\text{Br}} &= 0.75 \times [1.0 \times (0.8M_{\text{Gk}} + 0.5 \times 0.8M_{\text{Qk}}) + 1.3M_{\text{Ek}}] \\ &= 0.75 \times \{1.2 \times [0.8 \times (-1.53) + 0.5 \times 0.8 \times 0.204] + 1.3 \times 145.81\} \\ &= 141.31 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{下部受拉})\end{aligned}$$

同理,右震( $\leftarrow$ )作用时可得各控制截面的弯矩和剪力组合值如下:

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{RE}}M_{\text{A}} &= 0.75 \times [1.2 \times (0.8M_{\text{Gk}} + 0.5 \times 0.8M_{\text{Qk}}) - 1.3M_{\text{Ek}}] \\ &= 0.75 \times \{1.2 \times [0.8 \times (-66.00) + 0.5 \times 0.8 \times (-15.84)] - 1.3 \times 398.45\} \\ &= -441.71 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{上部受拉})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{RE}}M_{\text{B}} &= 0.75 \times [1.0 \times (0.8M_{\text{Gk}} + 0.5 \times 0.8M_{\text{Qk}}) - 1.3M_{\text{Ek}}] \\ &= 0.75 \times [1.0 \times (0.8 \times 51.75 + 0.5 \times 0.8 \times 15.19) - 1.3 \times 294.16] \\ &= -251.20 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{下部受拉})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{RE}}M_{\text{Br}} &= 0.75 \times [1.2 \times (0.8M_{\text{Gk}} + 0.5 \times 0.8M_{\text{Qk}}) - 1.3M_{\text{Ek}}] \\ &= 0.75 \times \{1.2 \times [0.8 \times (-1.53) + 0.5 \times 0.8 \times 0.204] - 1.3 \times 145.81\} \\ &= -143.19 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{上部受拉})\end{aligned}$$

考虑地震设计状况的组合时,需要对梁端组合的剪力设计值按式(2-23)进行调整。

由表2-25可得第1层边横梁 $l_{\text{n}} = 5.95 \text{ m}$ 。在表2-44地震组合中选取一组较大的值:

$$M_{\text{b}}^{\text{I}} = M_{\text{A}} = -441.71 / 0.75 = -588.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{b}}^{\text{II}} = M_{\text{B}} = 1.2 \times (0.8 \times 51.75 + 0.5 \times 0.8 \times 15.19) - 1.3 \times 294.16 = -325.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁上荷载设计值:

$$\text{恒载: } q_0^{\text{I}} = 13.59 \text{ kN} \cdot \text{m}, q_1 = 11.70 \text{ kN} \cdot \text{m}; \text{活载: } q_1 = 7.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{Gb}} &= \frac{1}{2} \times \left\{ 13.59 \times 5.95 + \left[ \left( \frac{0.35}{1.80} + 1 \right) \times 1.45 + 3 \right] \times 11.70 + 0.5 \times 7.20 \times \right. \\ &\quad \left. \left[ \left( \frac{0.35}{1.80} + 1 \right) \times 1.45 + 3 \right] \right\} \times 1.2 = 91.94 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{RE}}V &= \gamma_{\text{RE}} \left( \eta_{\text{vb}} \frac{M_{\text{b}}^{\text{I}} + M_{\text{b}}^{\text{II}}}{l_{\text{n}}} + V_{\text{Gb}} \right) = 0.85 \times \left( 1.2 \times -\frac{-588.94 - 325.44}{5.95} + 91.94 \right) \\ &= 0.85 \times 276.35 = 234.90 \text{ kN}\end{aligned}$$

对于构件受剪承载力验算 $\gamma_{\text{RE}}$ 取0.85,对于构件受弯承载力验算 $\gamma_{\text{RE}}$ 取0.75。

第1~5层框架梁控制截面持久设计状况的组合内力值和地震设计状况的内力组合值分别见表2-43和表2-44。



表 2-44

地震设计状况下框架梁端控制截面内力组合值

楼层	截面	恒载内力		活载内力		重力荷载内力 $S_{GE}=S_{GK}+0.5S_{QK}$		地震内力 $S_{EK}$		1. $2S_{GE} \pm 1.3S_{EK}$ 或 1. $0S_{GE} \pm 1.3S_{EK}$			
										左震(→)		右震(←)	
		0.8M	V	0.8M	V	M	V	M	V	$\gamma_{RE}M$	$\gamma_{RE}V$	$\gamma_{RE}M$	$\gamma_{RE}V$
5	A	-31.28	53.83	-9.18	16.58	-35.87	62.12	81.35	-22.97	55.05	16.26	-108.43	77.18
	B <sub>l</sub>	37.50	-59.05	12.00	-17.73	43.50	-67.91	58.78	-22.97	-91.97	-79.45	-28.43	18.53
	B <sub>r</sub>	-4.74	11.45	-1.75	3.52	-5.62	13.21	38.08	-34.62	33.58	-33.29	-41.39	55.82
4	A	-46.27	67.85	-12.61	16.85	-52.57	76.27	170.40	-50.38	126.71	-2.13	-213.45	144.09
	B <sub>l</sub>	49.61	-76.29	14.12	-17.46	56.67	-85.02	136.95	-50.38	-184.53	-133.22	-91.02	0.54
	B <sub>r</sub>	-3.22	8.42	-0.33	4.40	-3.38	10.62	88.26	-80.23	83.51	-122.86	-89.09	115.41
3	A	-45.35	70.48	-12.09	16.81	-51.40	78.89	265.46	-75.76	220.28	-35.84	-305.08	165.23
	B <sub>l</sub>	49.10	-76.37	13.79	-17.50	56.00	-85.13	196.66	-75.76	-242.15	-166.92	-149.75	34.14
	B <sub>r</sub>	-3.40	8.42	-0.11	4.40	-3.45	10.62	127.24	-115.67	121.47	-144.36	-127.16	162.41
2	A	-40.84	68.00	-10.96	16.68	-46.31	76.34	341.58	-101.79	298.30	-70.27	-374.72	199.93
	B <sub>l</sub>	47.23	-77.82	13.25	-17.63	53.86	-86.63	279.34	-101.79	-320.83	-202.68	-231.97	67.52
	B <sub>r</sub>	-3.46	8.42	-0.44	4.40	-3.68	10.62	141.48	-128.61	135.17	-161.52	-141.25	179.57
1	A	-52.80	70.77	-12.67	17.29	-59.13	79.41	398.45	-116.40	344.14	-87.30	-441.71	221.80
	B <sub>l</sub>	41.40	-65.53	12.15	-16.84	47.47	-73.96	294.16	-116.40	329.53	-217.54	-251.20	91.55
	B <sub>r</sub>	-1.22	8.21	0.16	4.33	-1.14	10.37	145.81	-138.86	141.31	-175.32	-143.19	192.95

注：1. 表中弯矩 M 的量纲为 kN·m；剪力 V 的量纲为 kN；

2. 梁端弯矩和梁端剪力均以绕杆件顺时针方向为正。

求框架梁跨间最大正弯矩时,应根据梁端截面组合的弯矩设计值及梁上荷载设计值,由平衡条件确定。为计算方便,梁端组合弯矩和剪力设计值均可由 2-43 和表 2-44 直接选取。

#### (1) AB 跨梁跨间最大正弯矩计算

AB 跨梁跨间最大弯矩值可近似根据梁端截面组合的弯矩设计值及作用在梁上的荷载设计值由平衡条件确定,如图 2-32 所示。下面按持久设计状况的左来风、右来风和地震设计状况的左震、右震分别求第 1 层 AB 跨梁跨间最大正弯矩:

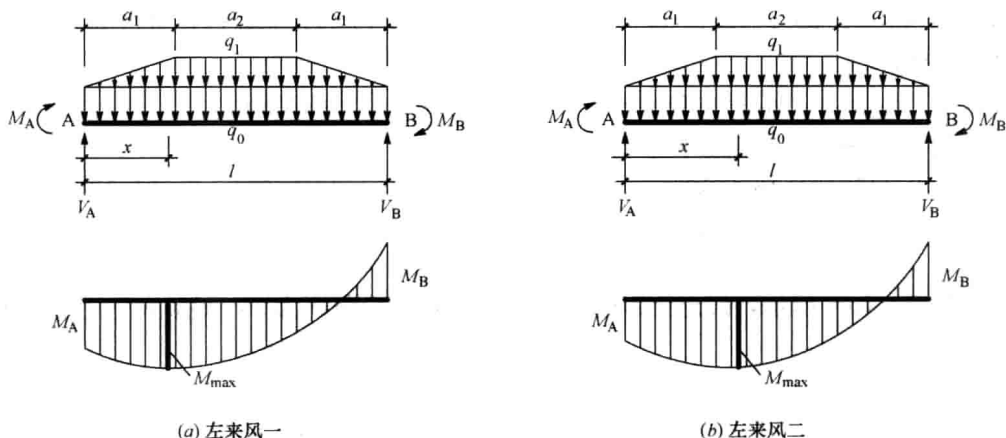


图 2-32 第 1 层 AB 跨梁跨间最大正弯矩计算

#### 1) 左来风 (→) 作用

对  $1.2S_{Gk} + 1.4S_{wk} + 1.4 \times 0.7 \times S_{Qk}$  组合, 梁端弯矩取支座边缘处, 故计算跨度为  $l = 5.95\text{m}$ ,  $a_1 = 1.8 - 0.35 = 1.45\text{m}$ 。由表 2-43 的有关数据, 可得 A 端及 B 端的弯矩组合值:

$$M_A = -15.70\text{kN} \cdot \text{m}, \quad M_B = 109.11\text{kN} \cdot \text{m}$$

由表 2-36 可得作用于梁上的均布荷载和梯形荷载设计值分别为

$$q_0 = 1.2 \times 13.59 = 16.30\text{kN/m}, \quad q_1 = 1.2 \times 11.70 + 1.4 \times 0.7 \times 7.2 = 21.10\text{kN/m}$$

$$V_A = -\frac{M_A + M_B}{l} + \frac{1}{2}q_0l + \frac{l - a_1}{2}q_1 = 80.20\text{kN}$$

如图 2-32 (a) 所示, 假定梁跨间最大弯矩至 A 端的距离为  $x$ , 则最大弯矩处的剪力应满足

$$V(x) = V_A - q_0x - \frac{q_1}{2a_1}x^2 = 80.20 - 16.30x - \frac{21.10}{2 \times 1.45}x^2 = 0$$

由此求得  $x = 2.38\text{m} > 1.45\text{m}$ , 与初始假定不符, 所得  $x$  无效。

采用图 2-32 (b) 所示假定, 则最大弯矩处的剪力应满足

$$V(x) = V_A - q_0x - \frac{1}{2}q_1a_1 - q_1(x - a_1) = 0$$

即

$$x = \frac{2V_A + q_1a_1}{2(q_0 + q_1)} = \frac{2 \times 80.20 + 21.10 \times 1.45}{2 \times (16.30 + 21.10)} = 2.55\text{m} > 1.45\text{m}$$



梁跨中最大弯矩为

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_A + V_A x - \frac{1}{2} q_0 x^2 - \frac{1}{2} q_1 a_1 \left( x - \frac{2}{3} a_1 \right) - \frac{1}{2} q_1 (x - a_1)^2 \\ &= -15.70 + 80.20 \times 2.55 - \frac{1}{2} \times 21.10 \times 2.55^2 - \frac{1}{2} \times 21.10 \times 1.45 \times \\ &\quad \left( 2.55 - \frac{2}{3} \times 1.45 \right) - \frac{1}{2} \times 21.10 \times (2.55 - 1.45)^2 = 98.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) 右来风 (←) 作用

对  $1.2S_{Gk} - 1.4S_{wk} + 1.4 \times 0.7 \times S_{Qk}$  组合, 由表 2-43 的有关数据, 可得 A 端及 B<sub>l</sub> 端的弯矩组合值:

$$M_A = -135.85 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{B_l} = -13.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

作用于梁上的均布荷载和梯形荷载设计值分别为

$$q_0 = 1.2 \times 13.59 = 16.30 \text{ kN/m}, \quad q_1 = 1.2 \times 11.70 + 1.4 \times 0.7 \times 7.2 = 21.10 \text{ kN/m}$$

$$V_B = -\frac{M_A + M_{B_l}}{l} - \frac{1}{2} q_0 l - \frac{l - a_1}{2} q_1 = -77.00 \text{ kN}$$

如图 2-33 (a) 所示, 假定梁跨间最大弯矩至 B 端的距离为  $x$ , 则最大弯矩处的剪力应满足

$$V(x) = V_B + q_0 x + \frac{q_1}{2a_1} x^2 = -77.00 + 16.30x + \frac{21.10}{2 \times 1.45} x^2 = 0$$

由此求得  $x = 2.29 \text{ m} > 1.45 \text{ m}$ , 与初始假定不符, 所得  $x$  无效。

采用图 2-33 (b) 所示假定, 则最大弯矩处的剪力应满足

$$V(x) = V_B + q_0 x + \frac{1}{2} q_1 a_1 + q_1 (x - a_1) = 0$$

即

$$x = \frac{-2V_B + q_1 a_1}{2(q_0 + q_1)} = \frac{2 \times 77.00 + 21.10 \times 1.45}{2 \times (16.30 + 21.10)} = 2.43 \text{ m} > 1.45 \text{ m}$$

梁跨中最大弯矩为

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_B + V_B x + \frac{1}{2} q_0 x^2 + \frac{1}{2} q_1 a_1 \left( x - \frac{2}{3} a_1 \right) + \frac{1}{2} q_1 (x - a_1)^2 \\ &= 13.64 + (-77.00) \times 2.43 + \frac{1}{2} \times 16.30 \times 2.43^2 + \frac{1}{2} \times 21.10 \times 1.45 \times \\ &\quad \left( 2.43 - \frac{2}{3} \times 1.45 \right) + \frac{1}{2} \times 21.10 \times (2.43 - 1.45)^2 = -89.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

3) 左震 (→) 作用

由表 2-44 的有关数据, 可得 A 端及 B<sub>l</sub> 端的弯矩组合值:

$$M_A = 344.14 / 0.75 = 447.02 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad M_B = 329.53 / 0.75 = 439.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

作用于梁上的均布荷载和梯形荷载设计值分别为

$$q_0 = 1.2 \times 13.59 = 16.30 \text{ kN/m}, \quad q_1 = 1.2 \times (11.70 + 0.5 \times 7.2) = 18.36 \text{ kN/m}$$

$$V_A = -\frac{M_A + M_B}{l} + \frac{1}{2} q_0 l + \frac{l - a_1}{2} q_1 = -76.12 \text{ kN} < 0$$

故  $x$  不出现在 AB 跨间, 梁跨间最大正弯矩出现在支座边缘处, 即

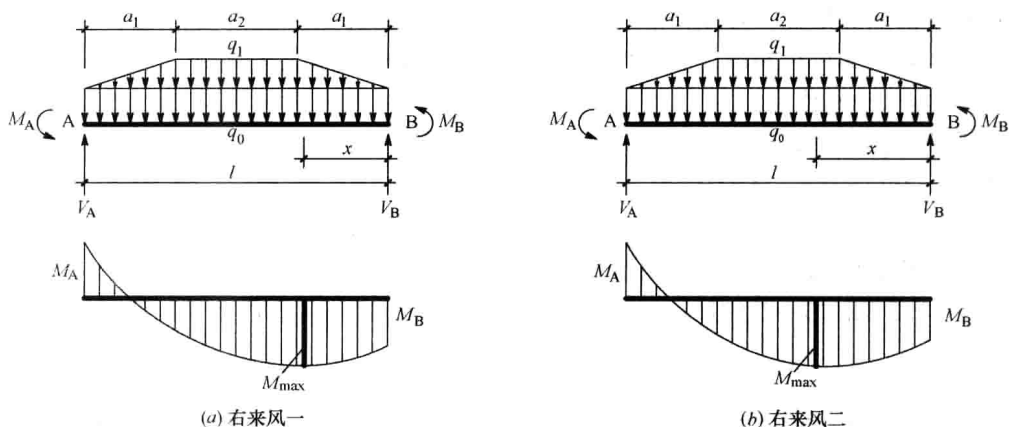


图 2-33 右来风时 AB 跨梁跨间最大正弯矩计算

$$M_{\max} = M_A = 458.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_{\text{RE}} M_{\max} = \gamma_{\text{RE}} M_A = 0.75 \times 458.85 = 344.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### 4) 右震 ( $\leftarrow$ ) 作用

由表 2-44 的有关数据, 可得 A 端及 B 端的弯矩组合值:

$$M_A = -441.71 / 0.75 = -588.94 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad M_B = -251.20 / 0.75 = -325.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

作用于梁上的均布荷载和梯形荷载设计值分别为

$$q_0 = 1.2 \times 13.59 = 16.30 \text{ kN/m}, \quad q_1 = 1.2 \times (11.70 + 0.5 \times 7.2) = 18.36 \text{ kN/m}$$

$$V_A = -\frac{M_A + M_B}{l} - \frac{1}{2} q_0 l - \frac{l - a_1}{2} q_1 = 80.43 \text{ kN} > 0$$

故  $x$  不出现在 AB 跨间, 梁跨间最大正弯矩出现在支座边缘处, 即

$$M_{\max} = M_B = 325.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_{\text{RE}} M_{\max} = \gamma_{\text{RE}} M_B = 0.75 \times 325.44 = 251.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### (2) BC 跨梁跨间最大正弯矩计算

BC 跨梁跨间最大弯矩值可近似根据梁端截面组合的弯矩设计值及作用在梁上的荷载

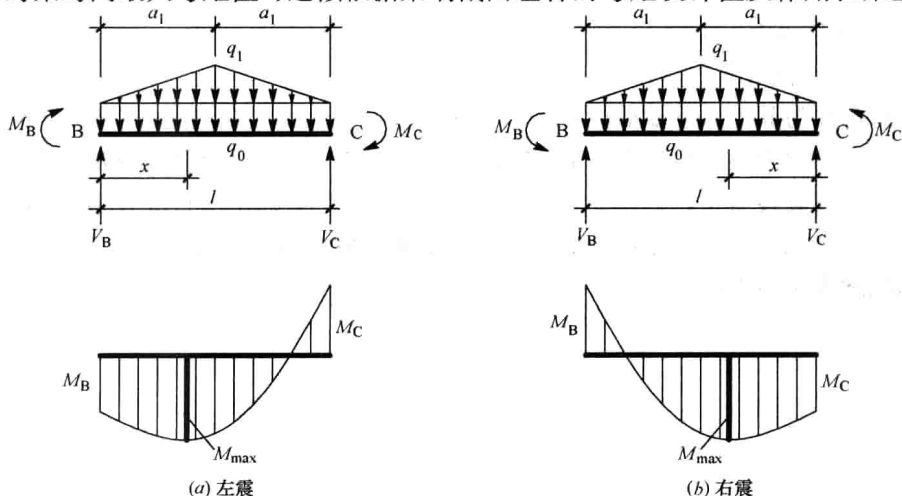


图 2-34 BC 梁跨间最大正弯矩计算

设计值由平衡条件确定,如图 2-34 所示。考虑到风荷载作用产生的内力远小于地震作用产生的内力,下面仅按左震、右震作用分别求 BC 跨梁跨间最大正弯矩。

### 1) 左震 (→) 作用

计算跨度为  $l=2.1\text{m}$ ,  $a_1=1.05\text{m}$ 。由表 2-44 的有关数据,可得  $B_l$  端及  $C$  端的弯矩组合值:

$$M_{Br}=141.31/0.75=188.41\text{kN}\cdot\text{m}, \quad M_C=143.19/0.75=190.92\text{kN}\cdot\text{m}$$

作用于梁上的均布荷载和三角形荷载设计值分别为

$$q_0=1.2\times 2.45=2.94\text{kN}\cdot\text{m}, \quad q_1=1.2\times(8.78+0.5\times 6.75)=14.58\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Br}=-\frac{M_{Br}+M_C}{l}+\frac{1}{2}q_0l+\frac{1}{4}q_1l=-171.68\text{kN}$$

如图 2-34 (a) 所示,假定梁跨间最大弯矩至  $B$  端的距离为  $x$ ,则最大弯矩处剪力应满足

$$V(x)=V_{Br}-q_0x-\frac{q_1}{2a_1}x^2=-169.78-2.94x-\frac{14.58}{2\times 1.05}x^2=0$$

由于  $V_{Br}=-171.68<0$ ,故  $x$  不出现在 BC 跨间,梁跨间最大正弯矩出现在  $B_l$  支座处,即

$$M_{\max}=M_{Bl}=188.41\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\gamma_{RE}M_{\max}=\gamma_{RE}M_{Bl}=0.75\times 188.41=141.31\text{kN}\cdot\text{m}$$

### 2) 右震 (←) 作用

同理可得,  $V_C=171.68>0$ ,故  $x$  不出现在 BC 跨间,梁跨间最大正弯矩出现在  $C$  支座处,即

$$M_{\max}=M_C=188.41\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\gamma_{RE}M_{\max}=\gamma_{RE}M_C=0.75\times 188.41=141.31\text{kN}\cdot\text{m}$$

各种荷载组合下框架梁的跨间最大正弯矩计算结果见表 2-45。应当注意,为了便于截面设计时挑选内力,表 2-45 中梁支座和跨中截面的弯矩均以下部受拉时为正,上部受拉时为负,因此,该表中  $B_l$  支座的弯矩符号与前面的弯矩符号规定(顺时针方向为正)恰好相反。

## 3. 柱控制截面内力组合

### (1) 持久设计状况

柱控制截面为其上、下端截面,为了简化计算,可偏于安全取上、下层梁轴线处。其持久设计状况的内力组合值见表 2-46 和表 2-47。表中的柱端弯矩和柱端剪力均以绕柱端截面顺时针方向旋转为正;柱轴力以受压为正。图 2-35 是第 1 层柱在恒载、活荷载、左风(左震)及右风(右震)作用下的弯矩图以及相应的轴力和剪力的实际方向,内力组合时应根据此图确定内力值的正负号。

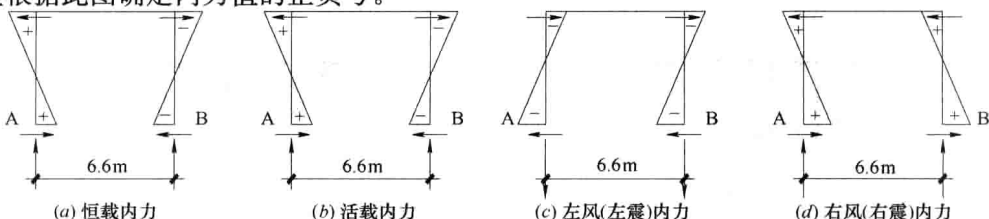


图 2-35 第 1 层 AB 跨柱内力示意图

表 2-45

框架梁控制截面内力组合值

楼 层	截 面	1. $2S_{Gk} \pm 1.3S_{Ek}$ 或 1. $0S_{Gk} \pm 1.3S_{Ek}$						1. $2S_{Gk} \pm 1.4S_{wk} + 1.4 \times 0.7S_{Qk}$ 或 1. $0S_{Gk} \pm 1.4S_{wk} + 1.4 \times 0.7S_{Qk}$						1. $2S_{Gk} + 1.4S_{Qk} \pm 1.4 \times 0.7S_{wk}$ 或 1. $0S_{Gk} + 1.4S_{Qk} \pm 1.4 \times 0.7S_{wk}$						1. $3S_{Gk}$ + 1. $4 \times 0.7S_{Qk}$	
		→			←			→			←			→			←				
		$\gamma_{RE}M$	$\gamma_{RE}V$	$\gamma_{RE}M$	$\gamma_{RE}V$	M	V	M	V	M	V	M	V	M	V	M	V	M	V	M	V
5	支 座	A	55.05	16.26	-108.43	86.52	-38.67	78.62	-54.39	83.06	-45.67	86.47	-55.10	89.14	-51.22	88.92					
		B <sub>l</sub>	-91.97	-89.00	28.43	-18.32	-62.45	-90.46	-51.07	-86.01	-65.21	-97.01	-58.38	-94.35	-62.38	-97.09					
		B <sub>r</sub>	33.58	-35.99	-41.39	57.80	-3.72	13.83	-11.09	20.54	-5.93	16.65	-10.35	20.68	-8.12	18.90					
	跨 中	AB	79.86	—	55.84	—	93.76	—	134.04	—	101.64	—	100.20	—	92.34	—					
		BC	33.58	—	33.58	—	3.24	—	3.24	—	3.26	—	3.26	—	3.33	—					
4	支 座	A	126.71	-1.95	-213.45	144.64	-48.34	92.31	-87.42	103.54	-61.45	101.63	-84.90	108.37	-74.82	108.10					
		B <sub>l</sub>	-184.53	-146.29	91.02	0.61	-88.10	-114.28	-58.64	-103.04	-88.41	-119.37	-70.46	-112.63	-80.82	-120.11					
		B <sub>r</sub>	83.51	-97.35	-89.09	117.22	5.98	5.76	-13.71	23.07	2.03	9.39	-10.04	21.46	-4.67	15.68					
	跨 中	AB	128.83	—	169.14	—	96.43	—	91.34	—	102.37	—	99.32	—	103.03	—					
		BC	83.51	—	83.51	—	6.66	—	6.66	—	6.14	—	6.14	—	4.78	—					
3	支 座	A	220.28	-35.68	-305.08	178.18	-35.81	92.23	-96.73	109.87	-53.07	102.81	-89.63	113.40	-73.07	111.62					
		B <sub>l</sub>	-242.15	-180.03	149.75	34.17	-95.80	-117.63	-49.07	-99.98	-92.25	-121.45	-64.21	-110.86	-79.80	-120.26					
		B <sub>r</sub>	121.47	-144.35	-127.16	164.21	11.59	0.70	-19.28	28.13	5.50	6.35	-13.29	24.49	-4.69	15.68					
	跨 中	AB	220.28	—	149.75	—	99.58	—	92.00	—	104.78	—	106.57	—	110.80	—					
		BC	121.47	—	121.47	—	11.59	—	11.59	—	7.66	—	7.66	—	4.76	—					
2	支 座	A	298.30	-70.03	-374.72	212.91	-14.91	84.60	-104.57	111.30	-37.44	96.95	-91.24	112.97	-65.87	108.15					
		B <sub>l</sub>	-320.83	-215.93	231.97	67.55	-106.26	-124.01	-33.06	-97.31	-97.19	-126.07	-53.27	-110.05	-76.75	-122.33					

续表

楼层	截面	1. $2S_{GE} \pm 1.3S_{Ek}$ 或 1. $0S_{GE} \pm 1.3S_{Ek}$						1. $2S_{GK} \pm 1.4S_{wk} + 1.4 \times 0.7S_{Qk}$ 或 1. $0S_{GK} \pm 1.4S_{wk} + 1.4 \times 0.7S_{Qk}$						1. $2S_{GK} + 1.4S_{Qk} \pm 1.4 \times 0.7S_{wk}$ 或 1. $0S_{GK} + 1.4S_{Qk} \pm 1.4 \times 0.7S_{wk}$						1. $35S_{Gk}$ + 1. $4 \times 0.7S_{Qk}$	
		→			←			→			←			→			←				
		$\gamma_{RE}M$	$\gamma_{RE}V$	$\gamma_{RE}M$	$\gamma_{RE}V$	$M$	$V$	$M$	$V$	$M$	$V$	$M$	$V$	$M$	$V$	$M$	$V$	$M$	$V$	$M$	$V$
2	支座	135.17	-161.49	-141.25	181.37	14.64	-4.12	-23.13	31.27	7.04	4.47	-15.90	26.38	-5.11	15.68						
	跨中	298.30	—	231.97	—	107.91	—	98.52	—	112.22	—	112.96	—	117.60	—						
	BC	135.17	—	135.17	—	14.64	—	14.64	—	7.66	—	7.66	—	4.34	—						
1	A	344.14	-87.23	-441.71	234.90	-15.70	83.71	-135.85	120.02	-45.05	98.23	-117.14	120.02	-83.69	112.48						
	支座	-329.53	-230.10	251.20	91.22	-109.53	-113.30	-13.64	-77.00	-95.45	-113.12	-37.92	-91.33	-67.79	-104.98						
	B <sub>1</sub>	141.31	-194.72	-143.19	194.72	22.60	-8.44	-24.96	36.62	13.20	0.75	-15.43	29.43	-1.49	15.32						
	AB	344.14	—	251.20	—	98.81	—	89.00	—	101.06	—	101.06	—	98.62	—						
	跨中	141.31	—	141.31	—	22.60	—	22.60	—	12.96	—	12.96	—	7.12	—						

注：1. 弯矩  $M$  的量纲为  $kN \cdot m$ ；剪力  $V$  的量纲为  $kN$ ；2. 为了便于截面设计时挑选内力，本表中梁支座和跨中截面的弯矩均以下部受拉时为正（ $M$ ），上部受拉时为负（ $-M$ ），因此，本表中  $B_1$  支座的弯矩符号与前面的弯矩符号规定（顺时针方向为正）恰好相反；

3. 梁端剪力以绕杆件顺时针方向旋转为正；

4. 梁跨间无最大正弯矩时，取相应的支座正弯矩作为跨中截面配筋计算的依据。

下面以第1层A柱在“ $1.2S_{Gk} \pm 1.4S_{wk} + 1.4 \times 0.7S_{Qk}$ ”组合项的内力组合为例,说明组合方法。

左来风 ( $\rightarrow$ )

$$\begin{aligned} \text{柱上端: } M &= 1.2 \times 2.08 + 1.4 \times (-27.53) + 1.4 \times 0.7 \times 3.02 = -32.59 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N &= 1.2 \times 1293.53 + 1.4 \times (-34.41) + 1.4 \times 0.7 \times 236.15 = 1735.49 \text{ kN} \\ V &= 1.2 \times (-0.75) + 1.4 \times 14.88 + 1.4 \times 0.7 \times (-0.91) = 19.04 \text{ kN} \\ \text{柱下端: } M &= 1.2 \times 1.25 + 1.4 \times (-46.87) + 1.4 \times 0.7 \times 1.51 = -62.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N &= 1.2 \times 1342.61 + 1.4 \times (-34.41) + 1.4 \times 0.7 \times 236.15 = 1794.39 \text{ kN} \\ V &= 1.2 \times (-0.75) + 1.4 \times 14.88 + 1.4 \times 0.7 \times (-0.91) = 19.04 \text{ kN} \end{aligned}$$

右来风 ( $\rightarrow$ )

$$\begin{aligned} \text{柱上端: } M &= 1.2 \times 2.08 - 1.4 \times (-27.53) + 1.4 \times 0.7 \times 3.02 = 44.49 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N &= 1.2 \times 1293.53 - 1.4 \times (-34.41) + 1.4 \times 0.7 \times 236.15 = 1831.83 \text{ kN} \\ V &= 1.2 \times (-0.75) - 1.4 \times 14.88 + 1.4 \times 0.7 \times (-0.91) = -22.61 \text{ kN} \\ \text{柱下端: } M &= 1.2 \times 1.25 - 1.4 \times (-46.87) + 1.4 \times 0.7 \times 1.51 = 68.59 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N &= 1.2 \times 1342.61 - 1.4 \times (-34.41) + 1.4 \times 0.7 \times 236.15 = 1890.72 \text{ kN} \\ V &= 1.2 \times (-0.75) - 1.4 \times 14.88 + 1.4 \times 0.7 \times (-0.91) = -22.61 \text{ kN} \end{aligned}$$

持久设计状况下 A 柱控制截面内力组合值表

表 2-46

楼层	截面		$S_{Gk}$	$S_{Qk}$	$S_{wk}$ ( $\rightarrow$ )	$1.35S_{Gk}$ $+0.7 \times$ $1.4S_{Qk}$	$1.2S_{Gk} \pm 1.4S_{wk} + 1.4 \times 0.7S_{Qk}$ 或 $1.0S_{Gk} \pm 1.4S_{wk} + 1.4 \times 0.7S_{Qk}$		$1.2S_{Gk} + 1.4S_{Qk} \pm 1.4 \times 0.6S_{wk}$ 或 $1.0S_{Gk} + 1.4S_{Qk} \pm 1.4 \times 0.6S_{wk}$	
							$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$
5	上端	M	37.07	12.63	-6.01	62.41	41.02	65.27	49.69	67.21
		N	213.38	46.94	-1.59	334.06	257.16	304.28	277.76	323.11
		V	-18.69	-6.07	2.59	-31.19	-21.01	-32.02	-25.02	-33.11
	下端	M	30.23	9.23	-3.32	49.86	34.63	49.98	40.37	52.00
		N	237.63	46.94	-1.59	366.81	281.41	333.38	302.02	352.21
		V	-18.69	-6.07	2.59	-31.19	-21.01	-32.02	-25.02	-33.11
4	上端	M	28.04	7.75	-11.64	45.45	19.35	57.54	29.12	54.28
		N	483.05	94.15	-5.60	744.39	567.48	679.78	610.17	716.18
		V	-15.87	-4.47	5.44	-25.80	-12.63	-31.04	-17.55	-29.87
	下端	M	29.07	8.33	-7.95	47.42	26.11	54.19	34.06	53.24
		N	507.31	94.15	-5.60	777.14	591.74	708.88	634.42	745.29
		V	-15.87	-4.47	5.44	-25.80	-12.63	-31.04	-17.55	-29.87
3	上端	M	28.03	7.99	-15.38	45.68	14.33	63.00	26.30	57.75
		N	752.65	141.33	-11.90	1154.57	874.48	1058.34	940.51	1111.03
		V	-16.24	-4.55	8.30	-26.38	-9.08	-35.56	-15.64	-32.82
	下端	M	30.43	8.38	-14.49	49.29	18.36	65.00	29.99	60.41
		N	776.90	141.33	-11.90	1187.32	898.74	1087.45	964.76	1140.14
		V	-16.24	-4.55	8.30	-26.38	-9.08	-35.56	-15.64	-32.82

续表

楼层	截面	$S_{Gk}$	$S_{Qk}$	$S_{wk}$ ( $\rightarrow$ )	$1.35S_{Gk}$ $+0.7\times$ $1.4S_{Qk}$	$1.2S_{Gk}\pm1.4S_{wk}+1.4\times0.7S_{Qk}$ 或 $1.0S_{Gk}\pm1.4S_{wk}+1.4\times0.7S_{Qk}$		$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}\pm1.4\times0.6S_{wk}$ 或 $1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}\pm1.4\times0.6S_{wk}$		
						$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$	
2	上端	M	21.22	6.50	-19.92	35.01	-0.30	59.72	13.58	51.30
		N	1021.46	188.37	-21.44	1563.58	1176.05	1440.37	1267.17	1507.48
		V	-9.17	-3.17	11.07	-15.49	3.21	-29.61	-4.32	-24.74
	下端	M	11.80	4.92	-19.92	20.75	-11.27	46.87	1.96	37.78
		N	1045.71	188.37	-21.44	1596.32	1200.31	1469.48	1291.43	1536.59
		V	-9.17	-3.17	11.07	-15.49	3.21	-29.61	-4.32	-24.74
1	上端	M	2.49	3.02	-27.53	6.32	-33.08	44.49	-16.40	30.34
		N	1293.53	236.15	-34.41	1977.69	1476.79	1831.83	1595.24	1911.74
		V	-0.75	-0.91	14.88	-1.90	19.19	-22.61	10.48	-14.66
	下端	M	1.25	1.51	-46.87	3.16	-62.89	68.59	-36.01	42.98
		N	1342.61	236.15	-34.41	2043.95	1525.87	1890.72	1644.32	1970.64
		V	-0.75	-0.91	14.88	-1.90	19.19	-22.61	10.48	-14.66
		$M_K$	1.25	1.51	-46.87	2.76	-45.36	48.11	-39.58	44.79
		$N_K$	1342.61	236.15	-34.41	1578.76	201.74	1377.01	1524.18	1586.11
		$V_K$	-0.75	-0.91	14.88	-1.65	13.97	-15.63	11.83	-14.95

注：1. 表中  $M$  的量纲为  $kN \cdot m$ ； $N$ 、 $V$  的量纲为  $kN$ ；

2. 弯矩和剪力均以绕柱端截面顺时针方向旋转为正；轴力以受压为正；

3. 弯矩值均已调整到控制截面。

持久设计状况下 B 柱控制截面内力组合值表

表 2-47

楼层	截面		$S_{Gk}$	$S_{Qk}$	$S_{wk}$ ( $\rightarrow$ )	$1.35S_{Gk}$ $+0.7\times$ $1.4S_{Qk}$	$1.2S_{Gk}\pm1.4S_{wk}+1.4\times0.7S_{Qk}$ 或 $1.0S_{Gk}\pm1.4S_{wk}+1.4\times0.7S_{Qk}$		$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}\pm1.4\times0.6S_{wk}$ 或 $1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}\pm1.4\times0.6S_{wk}$	
						$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$	
	5	上端	M	-37.20	-11.76	-7.70	-61.75	-66.94	-37.95	-67.57
N			220.89	67.54	-0.81	364.40	330.13	288.21	358.95	316.13
V			17.35	5.21	3.54	28.52	30.88	17.48	31.08	21.66
下端		M	-25.25	-6.98	-5.07	-40.92	-44.23	-24.99	-44.32	-30.76
		N	245.15	67.54	-0.81	397.14	359.24	312.47	388.06	340.38
		V	17.35	5.21	3.54	28.52	30.88	17.48	31.08	21.66
4	上端	M	-28.86	-8.51	-14.81	-47.31	-63.71	-16.48	-58.99	-28.34
		N	524.79	139.67	-2.98	845.34	762.45	665.83	822.78	722.83
		V	14.85	4.12	7.44	24.08	32.26	8.47	29.83	14.36
	下端	M	-24.59	-6.30	-11.97	-39.37	-52.44	-14.01	-48.38	-23.36
		N	549.04	139.67	-2.98	878.08	791.56	690.09	851.89	747.08
		V	14.85	4.12	7.44	24.08	32.26	8.47	29.83	14.36

续表

楼层	截面	$S_{Gk}$	$S_{Qk}$	$S_{wk}$ ( $\rightarrow$ )	$1.35S_{Gk}$ $+0.7\times$ $1.4S_{Qk}$	$1.2S_{Gk}\pm 1.4S_{wk}+1.4\times 0.7S_{Qk}$ 或 $1.0S_{Gk}\pm 1.4S_{wk}+1.4\times 0.7S_{Qk}$		$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}\pm 1.4\times 0.6S_{wk}$ 或 $1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}\pm 1.4\times 0.6S_{wk}$		
						$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$	
3	上 端	M	-28.68	-8.65	-19.53	-47.19	-70.23	-9.82	-62.92	-24.38
		N	828.76	211.84	-6.47	1326.43	1193.06	1045.43	1285.65	1130.78
		V	14.72	4.11	10.85	23.89	36.87	3.56	32.53	11.36
	下 端	M	-24.29	-6.15	-19.53	-38.83	-62.52	-2.99	-54.17	-16.51
		N	853.02	211.84	-6.47	1359.18	1222.16	1069.68	1314.76	1155.03
		V	14.72	4.11	10.85	23.89	36.87	3.56	32.53	11.36
2	上 端	M	-27.04	-8.16	-25.25	-44.50	-75.80	0.32	-65.08	-17.25
		N	1132.68	284.13	-8.98	1807.57	1625.10	1423.70	1749.46	1538.00
		V	12.68	3.61	14.03	20.65	38.39	-3.43	32.05	5.94
	下 端	M	-18.60	-4.83	-25.25	-29.84	-62.41	12.02	-50.29	-4.15
		N	1156.94	284.13	-8.98	1840.31	1654.21	1447.95	1778.57	1562.26
		V	12.68	3.61	14.03	20.65	38.39	-3.43	32.05	5.94
1	上 端	M	-20.48	-6.80	-34.61	-34.32	-79.70	21.30	-63.17	-0.93
		N	1431.68	355.70	-12.10	2281.35	2049.66	1797.21	2205.83	1939.82
		V	6.15	2.04	17.26	10.30	33.54	-16.02	24.73	-5.50
	下 端	M	-10.24	-3.40	-51.70	-17.16	-88.00	58.80	-60.48	28.42
		N	1480.76	355.70	-12.10	2347.61	2108.56	1846.29	2264.72	1988.90
		V	6.15	2.04	17.26	10.30	33.54	-16.02	24.73	-5.50
		M <sub>K</sub>	-10.24	-3.40	-51.70	-13.64	-61.94	41.46	-59.83	33.23
		N <sub>K</sub>	1480.76	355.70	-12.10	1836.46	1468.66	1492.86	1790.00	1811.78
		V <sub>K</sub>	6.15	2.04	17.26	8.19	23.41	-11.12	23.52	-7.55

注：1. 表中  $M$  的量纲为  $\text{kN}\cdot\text{m}$ ； $N$ 、 $V$  的量纲为  $\text{kN}$ ；

2. 弯矩和剪力均以绕柱端面顺时针方向旋转为正；轴力以受压为正；

3. 弯矩值均已调整到控制截面。

## (2) 地震设计状况

下面以第 1 层 A 柱在 “ $1.2S_{GE}\pm 1.3S_{Ek}$ ” 组合项的内力组合为例，说明组合方法。

左震 ( $\rightarrow$ )

柱上端： $M=1.2\times(2.49+0.5\times 3.02)+1.3\times(-236.09)=-302.12\text{kN}\cdot\text{m}$

$N=1.2\times(1293.53+0.5\times 236.15)+1.3\times(-367.31)=1216.42\text{kN}$

柱下端： $M=1.2\times(1.25+0.5\times 1.51)+1.3\times(-402.00)=-520.19\text{kN}\cdot\text{m}$

$N=1.2\times(1342.61+0.5\times 236.15)+1.3\times(-367.31)=1275.32\text{kN}$

右震 ( $\rightarrow$ )

柱上端： $M=1.2\times(2.49+0.5\times 3.02)-1.3\times(-236.09)=311.72\text{kN}\cdot\text{m}$

$N=1.2\times(1293.53+0.5\times 236.15)-1.3\times(-367.31)=2171.43\text{kN}$

柱下端： $M=1.2\times(1.25+0.5\times 1.51)-1.3\times(-402.00)=525.00\text{kN}\cdot\text{m}$



$$N=1.2 \times (1342.61+0.5 \times 236.15)-1.3 \times (-367.31)=2230.32 \text{ kN}$$

地震设计状况下各层柱组合的内力设计值见表 2-48、表 2-49 的第 4 列。

### (3) 剪跨比和轴压比验算

框架柱各层剪跨比和轴压比计算及结果见表 2-48，其中剪跨比 $\lambda$ 也可以取  $H_n/(2h_0)$ 。表中  $M^c$ 、 $V^c$  和  $N$  都不考虑承载力抗震调整系数。经计算各层轴压比和剪压比均符合规范要求。

框架柱剪跨比和轴压比验算

表 2-48

柱号	楼层	$b(\text{mm})$	$h_0(\text{mm})$	$f_c(\text{N/mm}^2)$	$M^c(\text{kN} \cdot \text{m})$	$V^c(\text{kN})$	$N(\text{kN})$	$\frac{M^c}{V^c h_0}$	$\frac{N}{f_c b h}$
A 柱	5	500	450	16.7	159.52	72.85	319.09	$4.87 > 2$	$0.076 < 0.75$
	4	500	450	16.7	183.32	110.26	760.63	$3.69 > 2$	$0.182 < 0.75$
	3	500	450	16.7	252.43	144.27	1210.93	$3.89 > 2$	$0.290 < 0.75$
	2	500	450	19.1	281.14	159.59	1694.06	$3.91 > 2$	$0.355 < 0.75$
	1	600	550	19.1	525.00	167.34	2230.32	$5.70 > 2$	$0.324 < 0.75$
B 柱	5	500	450	16.7	190.85	88.82	314.81	$4.77 > 2$	$0.075 < 0.75$
	4	500	450	16.7	229.31	141.29	796.59	$3.61 > 2$	$0.191 < 0.75$
	3	500	450	16.7	320.11	179.71	1256.56	$3.96 > 2$	$0.301 < 0.75$
	2	500	450	19.1	359.90	203.31	1699.50	$3.93 > 2$	$0.356 < 0.75$
	1	600	550	19.1	639.88	201.07	2160.23	$5.79 > 2$	$0.314 < 0.75$

表中  $V^c$  计算过程如下：

查图 2-28、图 2-29 和表 2-29 可得，恒载作用下：

$$\text{柱顶 } M=2.494 \text{ kN} \cdot \text{m}, \text{柱底 } M=1.247 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{剪力 } V=-\frac{2.494+1.247}{5}=-0.75 \text{ kN}$$

同理，活载作用下  $V=-0.91 \text{ kN}$ ，水平地震作用下  $V=127.62 \text{ kN}$ ，则

$$V^c=-(1.2S_{GE}-1.3S_{Ek})=1.2 \times (0.75+0.5 \times 0.91)+1.3 \times 127.62=167.34 \text{ kN}$$

### (4) 柱控制截面组合的内力设计值调整

#### 1) 柱端组合弯矩设计值调整

$$\text{柱控制截面地震组合的内力设计值为: } \begin{cases} M=1.2M_{GE}+1.3M_{Ek} \\ N=1.2N_{GE}+1.3N_{Ek} \end{cases}$$

为实现强柱弱梁的破坏机构，对二级框架，柱端组合弯矩设计值应式 (2-29) 进行调整，取  $\eta_c$  为 1.5。为了避免柱脚过早屈服，二级框架底层柱下端截面组合的弯矩设计值，应乘以增大系数 1.5。

#### 2) 柱端组合剪力设计值调整

抗震设计时，二级框架柱端组合的剪力设计值应按式 (2-31) 进行调整，取  $\eta_{vc}$  为 1.3。设计中应先调整柱端弯矩，再根据调整后的  $M_c^b$ 、 $M_c^t$  计算剪力设计值  $V$ 。另外，抗震设计时偏心受压构件的承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$ ，对剪力取 0.85；对轴向压力，当轴压比小于 0.15 时取 0.75，不小于 0.15 取 0.80。

下面以第 1 层 A 柱为例说明抗震设计时柱端组合弯矩和组合剪力设计值的调整过程。

由表 2-48 第 4 列可查得, 在左震作用下, 柱端截面组合的弯矩设计值为

第 1 层: 柱底  $M=-520.19\text{kN}\cdot\text{m}$ , 柱顶  $M=-302.12\text{kN}\cdot\text{m}$

第 2 层: 柱底  $M=-246.91\text{kN}\cdot\text{m}$

则左震作用下第 1 层梁柱节点处柱端弯矩值之和为

$$\sum M_c = -302.12 - 246.91 = -549.03\text{kN}\cdot\text{m}$$

查表 2-45 得,  $\sum M_b = 344.14/0.75 = 458.85\text{kN}\cdot\text{m}$ , 由于  $\sum M_c < 1.5 \sum M_b$ , 则柱端弯矩调整为

第 2 层柱底  $M = 1.5 \times (-458.85) \times 246.91 / 549.03 = -309.53\text{kN}\cdot\text{m}$

第 1 层柱顶  $M = 1.5 \times (-458.85) \times 302.12 / 549.03 = -378.74\text{kN}\cdot\text{m}$

查表 2-48 可知柱轴压比大于 0.15, 所以  $\gamma_{RE} = 0.80$ , 则左震时柱端组合弯矩设计值为

第 2 层柱底  $\gamma_{RE} M = 0.8 \times (-309.53) = -247.63\text{kN}\cdot\text{m}$

第 1 层柱顶  $\gamma_{RE} M = 0.8 \times (-378.74) = -302.99\text{kN}\cdot\text{m}$

对第 1 层柱底弯矩, 直接将弯矩设计值乘以增大系数 1.5, 即  $M = 1.5 \times 520.19 = 780.29\text{kN}\cdot\text{m}$

同理, 由表 2-48 第 5 列可查得, 在右震作用下, 柱端截面组合的弯矩设计值为

第 1 层: 柱底  $M=525.00\text{kN}\cdot\text{m}$ , 柱顶  $M=311.72\text{kN}\cdot\text{m}$

第 2 层: 柱底  $M=281.14\text{kN}\cdot\text{m}$

则右震作用下第 1 层梁柱节点处柱端弯矩值之和为

$$\sum M_c = 311.72 + 281.14 = 592.86\text{kN}\cdot\text{m}$$

查表 2-45 得  $\sum M_b = -441.71/0.75 = -588.94\text{kN}\cdot\text{m}$ , 由于  $\sum M_c < 1.5 \sum M_b$ , 则柱端弯矩调整为

第 2 层柱底  $M = 1.5 \times 588.94 \times 281.14 / 592.86 = 418.92\text{kN}\cdot\text{m}$

第 1 层柱顶  $M = 1.5 \times 588.94 \times 311.72 / 592.86 = 464.49\text{kN}\cdot\text{m}$

查表 2-48 可知柱轴压比大于 0.15, 所以  $\gamma_{RE} = 0.80$ , 则右震时柱端组合弯矩设计值为

第 2 层柱底  $\gamma_{RE} M = 0.8 \times 418.92 = 335.13\text{kN}\cdot\text{m}$

第 1 层柱顶  $\gamma_{RE} M = 0.8 \times 464.49 = 371.59\text{kN}\cdot\text{m}$

对第 1 层柱底弯矩, 直接将弯矩设计值乘以增大系数 1.5, 即  $M = 1.5 \times 525.00 = 787.49\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

框架第 1~5 层 A 柱内力设计值调整的计算结果见表 2-49。应当注意, 进行柱端组合的剪力设计值调整时, 应选择左震和右震时未乘以承载力抗震调整系数的柱两端弯矩值之和的较大值计算柱的剪力, 再乘以柱端剪力增大系数 1.3。

$$\text{如第 1 层: } \gamma_{RE} V = 0.85 \times 1.3 \times \frac{464.49 + 787.49}{4.35} = 318.03\text{kN}$$

(5) 最不利内力组合挑选

按对称配筋的偏压构件计算, 考虑以下 3 种最不利内力组合:

①  $|M|_{\max}$  及相应的  $N$

②  $N_{\max}$  及相应的  $M$

③  $N_{\min}$  及相应的  $M$

表 2-49 地震设计状况下 A 柱控制截面内力组合的设计值及调整

楼层	截面	内力	柱端弯矩 1. $2S_{GE} \pm 1.3S_{Ek}$ 或 1. $0S_{GE} \pm 1.3S_{Ek}$		$\gamma_{RE}$	梁端弯矩 1. $2S_{GE} \pm 1.3S_{Ek}$ 或 1. $0S_{GE} \pm 1.3S_{Ek}$		$\Sigma M_c = \eta_c \Sigma M_b$		$\gamma_{RE}(\Sigma M_c = \eta_c \Sigma M_b)$		$ M_{\max} $ N	$N_{\min}$ M	$N_{\max}$ M	$\gamma_{RE} V = \frac{\gamma_{RE} \eta_{vc} M_c^b + M_c^t}{H_n}$	
			$\rightarrow$	$\leftarrow$		$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$					
5	柱顶	M	-66.91	159.52	0.75	73.40	-144.57			-50.18	119.64	119.64	-50.18	62.41	109.83	
		N	230.25	289.98						172.69	217.49	217.49	172.69	334.06		
	柱底	M	-22.42	102.75					-35.64	138.66	-26.73	103.99	103.99	-26.73		49.86
		N	259.36	319.09							194.52	239.31	239.31	194.52		366.81
4	柱顶	M	-137.01	213.61	0.80	168.94	-284.61	-217.78	288.25	-174.22	230.60	230.60	-174.22	45.45	198.13	
		N	540.79	731.52							432.63	585.22	585.22	432.63		744.39
	柱底	M	-103.54	183.32					-156.54	249.65	-125.24	199.72	199.72	-125.24		47.42
		N	569.90	760.63							455.92	608.50	608.50	455.92		777.14
3	柱顶	M	-187.85	264.72	0.80	293.70	-406.77	-284.01	360.51	-227.21	288.41	288.41	-227.21	45.68	260.45	
		N	794.12	1181.82							635.30	945.46	945.46	635.30		1154.57
	柱底	M	-173.79	252.43					-253.84	346.60	-203.07	277.28	277.28	-203.07		46.65
		N	823.23	1210.93							658.58	968.74	968.74	658.58		1187.32
2	柱顶	M	-234.66	293.39	0.80	397.73	-499.63	-342.76	402.84	-274.21	322.27	322.27	-274.21	35.01	302.68	
		N	1012.60	1664.95							810.08	1331.96	1331.96	810.08		1563.58
	柱底	M	-246.91	281.14					-309.53	418.92	-247.63	335.13	335.13	-247.63		20.75
		N	1041.70	1694.06							833.36	1355.25	1355.25	833.36		1596.32
1	柱顶	M	-302.12	311.72	0.80	458.85	-588.94	-378.74	464.49	-302.99	371.59	371.59	-302.99	6.32	318.03	
		N	1216.42	2171.43							973.14	1737.14	1737.14	973.14		1977.69
	柱底	M	-520.19	525.00					-780.29	787.49	-624.23	629.99	629.99	-624.23		3.16
		N	1275.32	2230.32							1020.25	1784.26	1784.26	1020.25		2043.95

注：1. 表中 M 的量纲为  $kN \cdot m$ ；N、V 的量纲为  $kN$ ；

2. 弯矩和剪力均以绕柱端截面顺时针方向旋转为正；轴力以受压为正；

3. 弯矩值均已调整到控制截面。

表 2-50

地震设计状况下 B 柱控制截面内力组合的设计值及调整

楼 层	截 面	内 力	柱端弯矩 $1.2S_{GE} \pm 1.3S_{Ek}$ 或 $1.0S_{GE} \pm 1.3S_{Ek}$		$\gamma_{RE}$	梁端弯矩 $1.2S_{GE} \pm 1.3S_{Ek}$ 或 $1.0S_{GE} \pm 1.3S_{Ek}$				$\Sigma M_c = \eta \Sigma M_{lb}$		$\gamma_{RE}(\Sigma M_c = \eta \Sigma M_{lb})$		$ M_{max} $ N	$N_{min}$ M	$N_{max}$ M	$\gamma_{RE} V =$ $\gamma_{RE} \eta_{vc}$ $M_c^b + M_c^t$ $H_n$
			→	←		→	←	→	←	→	←	→	←				
5	柱顶	M	-190.85	98.44								-143.13	73.83	143.13	-143.13	-61.75	-132.65
		N	255.43	285.71	0.75	167.41	-93.09					191.57	214.28	191.57	191.57	364.40	
	柱底	M	-128.92	62.34				-169.28	85.65			-126.96	64.24	126.96	-126.96	-40.92	
		N	284.53	314.81								213.40	236.11	213.40	213.40	397.14	
4	柱顶	M	-279.33	199.85				-366.80	274.58			-293.44	219.66	293.44	-293.44	-47.31	-245.55
		N	659.61	767.49	0.80	357.39	-240.15					527.68	613.99	527.68	527.68	845.34	
	柱底	M	-229.31	162.74				-299.84	219.62			-239.87	175.69	239.87	-239.87	-39.37	
		N	688.71	796.59								550.97	637.28	550.97	550.97	878.08	
3	柱顶	M	-326.86	247.66				-427.39	334.21			-341.91	267.37	341.91	-341.91	-47.19	-312.78
		N	1015.79	1227.45	0.80	484.82	-369.22					812.63	981.96	812.63	812.63	1326.43	
	柱底	M	-320.11	254.42				-421.80	344.18			-337.44	275.35	337.44	-337.44	-38.83	
		N	1044.90	1256.56								835.92	1005.24	835.92	835.92	1359.18	
2	柱顶	M	-372.03	297.34				-490.21	402.26			-392.17	321.81	392.17	-392.17	-44.50	-352.65
		N	1389.00	1670.40	0.80	608.00	-497.63					1111.20	1336.32	1111.20	1111.20	1807.57	
	柱底	M	-359.90	309.47				-467.21	395.22			-373.77	316.18	373.77	-373.77	-29.84	
		N	1418.10	1699.50								1134.48	1359.60	1134.48	1134.48	1840.31	
1	柱顶	M	-365.49	308.17				-474.47	393.56			-379.58	314.85	379.58	-379.58	-34.32	-364.34
		N	1761.54	2101.34	0.80	627.79	-525.86					1409.23	1681.07	1409.23	1409.23	2281.35	
	柱底	M	-639.88	611.22				-959.81	916.82			-767.85	733.46	767.85	-767.85	-17.16	
		N	1820.43	2160.23								1456.35	1728.19	1456.35	1456.35	2347.61	

注：1. 表中 M 的量纲为 kN·m；N、V 的量纲为 kN；

2. 弯矩和剪力均以绕柱端截面顺时针方向旋转为正；轴力以受压为正；

3. 弯矩值均已调整到控制截面。

## 2.8.8 梁、柱截面设计

下面以第1层框架为例说明梁、柱截面设计的计算过程。

### 1. 梁截面设计

材料强度: C40 ( $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$ ,  $f_t = 1.71\text{N/mm}^2$ ); HRB400 级钢筋 ( $f_y = 360\text{N/mm}^2$ ); HPB300 级钢筋 ( $f_y = 270\text{N/mm}^2$ )。

从表 2-45 中, 挑出第1层 AB 跨梁跨中及支座截面的最不利内力, 即  
AB 跨

跨中截面:  $M = 344.14\text{kN} \cdot \text{m}$

支座截面:  $M_A = -441.71\text{kN} \cdot \text{m}$ ;  $M_B = -329.53\text{kN} \cdot \text{m}$

$V_A = 234.90\text{kN}$ ;  $V_B = 230.10\text{kN}$

BC 跨

跨中截面:  $M = 141.31\text{kN} \cdot \text{m}$

支座截面:  $M = -143.19\text{kN} \cdot \text{m}$

$V = 194.72\text{kN}$

#### (1) 梁正截面受弯承载力计算

AB 跨梁: 先计算跨中截面。跨中截面的计算弯矩, 应取该跨的跨中最大正弯矩或支座正弯矩与 1/2 简支梁弯矩中的较大者。

恒载:  $q_1^0 = 4.09\text{kN/m}$ ,  $q_1 = 17.89\text{kN/m}$

支座  $V = \frac{1}{2} \times \left( 4.09 \times 6.6 + 17.89 \times \frac{6.6 + 6.6 - 1.8 \times 2}{2} \right) = 56.43\text{kN}$

弯矩  $M = 56.43 \times 3.3 - \frac{1}{2} \times 4.09 \times 3.3^2 - \frac{1}{2} \times 17.89 \times 1.8 \times (1.5 + 1.8/3) - \frac{1}{2} \times 17.89 \times 1.5^2 = 110.03\text{kN} \cdot \text{m}$

活载:  $q_1 = 7.2\text{kN/m}$

支座  $V = \frac{1}{2} \times 7.2 \times \frac{6.6 + 6.6 - 1.8 \times 2}{2} = 17.28\text{kN}$

弯矩  $M = 56.43 \times 3.3 - \frac{1}{2} \times 7.2 \times 1.8 \times (1.5 + 1.8/3) - \frac{1}{2} \times 7.2 \times 1.5^2 = 35.32\text{kN} \cdot \text{m}$

在 1.2 恒载 + 1.4 活载作用下, 梁跨中简支梁的弯矩为:

$$M_0/2 = \frac{1}{2} \times (1.2 \times 110.03 + 1.4 \times 35.52) = 90.74\text{kN/m} < M = 344.14\text{kN/m}$$

可见, 1/2 简支梁弯矩远小于梁跨中最大正弯矩, 故取第1层 AB 跨梁跨中截面的计算弯矩  $M = 344.14\text{kN} \cdot \text{m}$ 。由于梁板现浇, 考虑楼板贡献, 按 T 形截面计算。 $a_s = 45\text{mm}$ ,  $h'_f = 100\text{mm}$ ,  $h_0 = 605\text{mm}$ ,  $h'_f/h_0 = 100/605 = 0.165 > 0.1$ ,  $b'_f$  不受此限制;  $b + s_n = 3600\text{mm}$ ;  $l_0/3 = 2200\text{mm}$ , 故取最小值  $b'_f = 2200\text{mm}$ 。

$$\begin{aligned} \alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - h'_f/2) &= 1.0 \times 19.1 \times 2200 \times 100 \times (605 - 100/2) \\ &= 2332.11\text{kN} \cdot \text{m} > 344.14\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

故属于第一类 T 形截面。

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2} = \frac{344.14 \times 10^6}{1.0 \times 19.1 \times 2200 \times 605^2} = 0.0224$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0224} = 0.0227$$

$$A_s = \alpha_1 f_c b'_{f1} h_0 \xi / f_y = 1.0 \times 19.1 \times 2200 \times 605 \times 0.0227 / 360 = 1598 \text{ mm}^2$$

因  $0.55f_t/f_y = 0.55 \times 1.71/360 = 0.0026 > 0.0025$ ,  $0.0026bh = 0.0026 \times 300 \times 650 = 507 \text{ mm}^2 < A_s$ , 故满足要求, 实配钢筋 5  $\Phi$  20 ( $A_s = 1570 \text{ mm}^2$ )。

将跨中截面的 5  $\Phi$  20 全部伸入支座, 作为支座负弯矩作用下的受压钢筋 ( $A'_s = 1570 \text{ mm}^2$ ), 据此计算支座上部纵向受拉钢筋的数量。

支座 A

$$M = -441.71 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A'_s = 1570 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_s = \frac{M - f'_y A'_s (h_0 - a'_s)}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{441.71 \times 10^6 - 360 \times 1570 \times (605 - 45)}{1.0 \times 19.1 \times 300 \times 605^2} = 0.0597$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0597} = 0.0616 < \xi_b = 0.518, \quad \xi < \frac{2a'_s}{h_0} = 0.1488$$

$$A_s = \frac{M}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{441.71 \times 10^6}{360 \times (605 - 45)} = 2191 \text{ mm}^2$$

又  $\xi < 0.35$ , 满足要求。实配钢筋 6  $\Phi$  22 ( $A_s = 2281 \text{ mm}^2$ )。

支座 B<sub>l</sub>

$$M = -329.53 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A'_s = 1570 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{M}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{329.53 \times 10^6}{360 \times (605 - 45)} = 1635 \text{ mm}^2$$

实配钢筋 6  $\Phi$  22 ( $A_s = 2281 \text{ mm}^2$ )。

BC 跨梁: 计算方法与上述相同, 计算结果为: 跨中截面  $A_s = 1141 \text{ mm}^2$ , 实际配筋 3  $\Phi$  22 ( $1140 \text{ mm}^2$ ); 支座截面  $A_s = 1283 \text{ mm}^2$ , 实际配筋 6  $\Phi$  22 ( $2281 \text{ mm}^2$ ); 且 BC 跨梁支座截面上部钢筋不截断, 全部拉通布置。1~5 层 AB 跨和 BC 跨梁的纵筋配置见表 2-51。

(2) 梁斜截面受剪承载力计算

AB 跨梁两端支座截面剪力值相差较小, 所以两端支座截面均按  $V = 221.87 \text{ kN}$  确定箍筋数量。因  $h_w/b = 605/300 = 2.02 < 4$ , 故

$$0.20\beta_c f_c b h_0 = 0.20 \times 1.0 \times 19.1 \times 300 \times 605 = 693.33 \text{ kN} > V$$

截面尺寸满足要求。

$$\frac{A_s}{s} = \frac{\gamma_{RE} V - 0.42\beta_c f_t b h_0}{f_{yv} h_0} = \frac{234.90 \times 1000 - 0.42 \times 1.0 \times 1.71 \times 300 \times 605}{270 \times 605} = 0.64$$

加密区选择双肢  $\Phi$  8@100 ( $\frac{A_s}{s} = 1.01$ ), 非加密区选择双肢  $\Phi$  8@150。其中非加密区配箍率

$$\rho_{sv} = \frac{50.3 \times 2}{300 \times 150} = 0.224\% > 0.28 \times \frac{1.71}{270} = 0.177\%$$

满足要求。

第 1~5 层 AB 跨和 BC 跨梁的箍筋配置见表 2-52。

框架梁控制截面纵向钢筋计算结果

表 2-51

楼层	截 面		M(kN·m)	计算配筋		实际配筋		$A'_s/A_s$	$\rho$ (%)
				$A_s(\text{mm}^2)$	$A'_s(\text{mm}^2)$	$A_s(\text{mm}^2)$	$A'_s(\text{mm}^2)$		
5	支 座	A	—108.43	591	749	3 $\Phi$ 18(763)	3 $\Phi$ 18(763)	1.00	0.46
		$B_l$	—91.97	501	749	3 $\Phi$ 18(763)	3 $\Phi$ 18(763)	1.00	0.46
		$B_r$	—41.39	371	265	3 $\Phi$ 18(763)	2 $\Phi$ 18(509)	0.67	0.46
	跨 中	AB	148.61	749	—	3 $\Phi$ 18(763)	—	1.00	0.46
		BC	33.58	265	—	2 $\Phi$ 18(509)	—	1.50	0.31
4	支 座	A	—213.45	1163	858	3 $\Phi$ 22(1140)	3 $\Phi$ 20(942)	0.83	0.68
		$B_l$	—184.53	1005	858	3 $\Phi$ 22(1140)	3 $\Phi$ 20(942)	0.83	0.68
		$B_r$	—89.09	798	669	3 $\Phi$ 22(1140)	3 $\Phi$ 18(763)	0.67	0.68
	跨 中	AB	170.18	859	—	3 $\Phi$ 20(942)	—	1.21	0.57
		BC	83.51	668	—	3 $\Phi$ 18(763)	—	1.49	0.46
3	支 座	A	—305.08	1630	1112	2 $\Phi$ 22+3 $\Phi$ 20(1702)	4 $\Phi$ 20(1256)	0.76	0.99
		$B_l$	—242.15	1319	1112	2 $\Phi$ 22+3 $\Phi$ 20(1702)	4 $\Phi$ 20(1256)	0.76	0.99
		$B_r$	—127.16	1139	983	2 $\Phi$ 22+2 $\Phi$ 20(1388)	4 $\Phi$ 18(1018)	0.62	0.99
	跨 中	AB	220.08	1113	—	4 $\Phi$ 20(1256)	—	1.31	0.75
		BC	121.47	983	—	4 $\Phi$ 18(1018)	—	1.62	0.61
2	支 座	A	—374.72	1859	1383	5 $\Phi$ 22(1900)	5 $\Phi$ 20(1570)	0.83	1.14
		$B_l$	—320.83	1591	1383	5 $\Phi$ 22(1900)	5 $\Phi$ 20(1570)	0.83	1.14
		$B_r$	—141.25	1266	1093	4 $\Phi$ 22(1520)	3 $\Phi$ 22(1140)	0.60	1.14
	跨 中	AB	298.30	1383	—	5 $\Phi$ 20(1570)	—	1.21	0.94
		BC	135.17	1093	—	3 $\Phi$ 22(1140)	—	1.67	0.68
1	支 座	A	—441.71	2191	1598	6 $\Phi$ 22(2281)	5 $\Phi$ 20(1570)	0.69	1.26
		$B_l$	—329.53	1635	1598	6 $\Phi$ 22(2281)	5 $\Phi$ 20(1570)	0.69	1.26
		$B_r$	—143.19	1283	1144	6 $\Phi$ 22(2281)	3 $\Phi$ 22(1140)	0.50	1.26
	跨 中	AB	344.14	1598	—	5 $\Phi$ 20(1570)	—	1.45	0.87
		BC	141.31	1144	—	3 $\Phi$ 22(1140)	—	2.00	0.63

框架梁箍筋计算结果

表 2-52

楼层	截面	$\gamma_{RE}V$ (kN)	$\frac{A_{sv}}{s}$	梁端加密区	非加密区
				实配箍筋( $\frac{A_{sv}}{s}$ )	实配箍筋( $\rho_{sv}$ )
5	A、 $B_l$	89.00	-0.14	双肢 $\Phi$ 8@100(1.01)	双肢 $\Phi$ 8@150(0.224)
	$B_r$	57.80	-0.35	双肢 $\Phi$ 8@100(1.01)	双肢 $\Phi$ 8@100(0.337)
4	A、 $B_l$	146.29	0.24	双肢 $\Phi$ 8@100(1.01)	双肢 $\Phi$ 8@150(0.224)
	$B_r$	117.22	0.05	双肢 $\Phi$ 8@100(1.01)	双肢 $\Phi$ 8@100(0.337)
3	A、 $B_l$	180.03	0.47	双肢 $\Phi$ 8@100(1.01)	双肢 $\Phi$ 8@150(0.224)
	$B_r$	162.41	0.36	双肢 $\Phi$ 8@100(1.01)	双肢 $\Phi$ 8@100(0.337)

续表

楼层	截面	$\gamma_{RE}V$ (kN)	$\frac{A_{sv}}{s}$	梁端加密区	非加密区
				实配箍筋( $\frac{A_{sv}}{s}$ )	实配箍筋( $\rho_{sv}$ )
2	A、B <sub>l</sub>	215.93	0.52	双肢Φ8@100(1.01)	双肢Φ8@150(0.224)
	B <sub>r</sub>	181.37	0.31	双肢Φ8@100(1.01)	双肢Φ8@100(0.337)
1	A、B <sub>l</sub>	234.90	0.64	双肢Φ8@100(1.01)	双肢Φ8@150(0.224)
	B <sub>r</sub>	194.72	0.39	双肢Φ8@100(1.01)	双肢Φ8@100(0.337)

## 2. 柱截面设计

### (1) 柱正截面受压承载力计算

下面以第1层A轴柱为例说明计算方法。

纵筋选用 HRB400 级钢筋 ( $f_y = f'_y = 360\text{N/mm}^2$ ), 箍筋选用 HPB300 级钢筋 ( $f_y = 270\text{N/mm}^2$ ), 第1层混凝土强度等级为 C40 ( $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$ ,  $f_t = 1.71\text{N/mm}^2$ )。取  $h_0 = 550\text{mm}$ 。

从A轴柱的内力组合表2-48中选取下列两组内力进行截面配筋计算: 第一组为最大弯矩及其对应轴力, 第二组为最大轴力及其对应弯矩。

$$\begin{array}{ll}
 1) \begin{cases} M_1 = 371.59\text{kN} \cdot \text{m} \\ M_2 = 629.99\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 1784.26\text{kN} \end{cases} & 2) \begin{cases} M_1 = 3.16\text{kN} \cdot \text{m} \\ M_2 = 6.32\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 2043.95\text{kN} \end{cases}
 \end{array}$$

柱的计算长度  $l_c = 5.0\text{m}$ 。

#### 1) 第一组内力

判断构件是否需要考虑附加弯矩:

$$\text{杆端弯矩比} \quad \frac{M_1}{M_2} = -\frac{371.59}{629.99} = -0.590 < 0.9$$

$$\text{截面回转半径} \quad i = \frac{h}{2\sqrt{3}} = \frac{600}{2\sqrt{3}} = 173.205\text{mm}$$

$$\text{长细比} \quad \frac{l_c}{i} = \frac{5000}{173.205} = 28.868 < 34 + 12\frac{M_1}{M_2} = 41.078$$

$$\text{轴压比} \quad \frac{N}{f_c A} = \frac{1784.26 \times 10^3}{19.1 \times 600 \times 600} = 0.259 < 0.9$$

因此, 不需要考虑杆件自身挠曲变形的影响, 取  $M = M_2 = 629.995\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

判别偏压类型:

$$\text{取 } a_s = 50\text{mm}, h_0 = h - a_s = 600 - 50 = 550\text{mm}, \frac{h}{30} = \frac{600}{30} = 20\text{mm}, \text{取 } e_a = 20\text{mm},$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{629.99 \times 10^6}{1784.26 \times 10^3} = 353.085\text{mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 353.085 + 20 = 373.085\text{mm} > 0.3h_0 = 0.3 \times 550 = 165\text{mm}$$

$$x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b} = \frac{1784.26 \times 10^3}{1.0 \times 19.1 \times 600} = 155.694 < \xi_b h_0 = 0.518 \times 550 = 284.9\text{mm}$$

属于大偏心受压。



计算钢筋面积:

$$e = e_i + h/2 - a_s = 373.085 + 600/2 - 50 = 623.085 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_s &= A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x)}{f_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{1784.26 \times 10^3 \times 623.085 - 1.0 \times 19.1 \times 600 \times 155.694 \times (550 - 0.5 \times 155.694)}{360 \times (550 - 50)} \\ &= 1496.124 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s\min} = 0.004bh = 0.004 \times 600 \times 600 = 1440 \text{ mm}^2 < A_s$$

2) 第二组内力

判断构件是否需要考虑附加弯矩:

$$\text{杆端弯矩比} \quad \frac{M_1}{M_2} = -\frac{3.16}{6.32} = -0.500 < 0.9$$

$$\text{截面回转半径} \quad i = \frac{h}{2\sqrt{3}} = \frac{600}{2\sqrt{3}} = 173.205 \text{ mm}$$

$$\text{长细比} \quad \frac{l_c}{i} = \frac{5000}{173.205} = 28.868 < 34 + 12 \frac{M_1}{M_2} = 40.000$$

$$\text{轴压比} \quad \frac{N}{f_c A} = \frac{2043.95 \times 10^3}{19.1 \times 600 \times 600} = 0.297 < 0.9$$

因此, 不需要考虑杆件自身挠曲变形的影响,  $M = M_2 = 6.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

判别偏压类型:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6.32 \times 10^6}{2043.95 \times 10^3} = 3.094 \text{ mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 3.094 + 20 = 23.094 \text{ mm} < 0.3h_0 = 0.3 \times 550 = 165 \text{ mm}$$

$$x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b} = \frac{2043.95 \times 10^3}{1.0 \times 19.1 \times 600} = 178.355 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 0.518 \times 550 = 284.9 \text{ mm}$$

该组内力下构件截面并未达到承载力极限状态, 其配筋由最小配筋率控制。纵向受力钢筋选 4  $\Phi$  22 ( $A_s = 1520 \text{ mm}^2$ )。

截面的总配筋率

$$\rho = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{1520 \times 3}{600^2} = 0.013 > \rho_{\min} = 0.008$$

验算垂直于弯矩作用平面的承载力:

$$l_0 = l_c = 5.0 \text{ m}, \quad \frac{l_0}{b} = \frac{5000}{600} = 8.333, \quad \text{查表按线性内插法得 } \varphi = 0.997.$$

$$\begin{aligned} N_u &= 0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) \\ &= 0.9 \times 0.997 \times (19.1 \times 600^2 + 360 \times 1520 \times 3) \\ &= 7151.84 \text{ kN} > N = 2043.95 \text{ kN} \end{aligned}$$

满足承载力要求。通过计算, 第 1~5 层柱纵向受力钢筋计算结果与实际配筋见表 2-53。

(2) 柱斜截面受剪承载力计算

由表 2-48 可见, 第 1 层 A 轴柱的最大剪力  $\gamma_{\text{RE}} V = 318.03 \text{ kN}$ , 相应的轴力取  $N = 2230.32 \text{ kN}$ 。偏心受压柱, 按下式计算斜截面受剪承载力:

框架柱纵向钢筋计算结果列表（单侧配筋）

表 2-53

楼层	A 柱		B 柱	
	计算配筋	实际配筋	计算配筋	实际配筋
	$A_s$	$A'_s$	$A_s$	$A'_s$
5	423.025	4 $\Phi$ 16(804)	614.933	4 $\Phi$ 16(804)
4	626.343	4 $\Phi$ 16(804)	977.063	4 $\Phi$ 18(1018)
3	719.458	4 $\Phi$ 16(804)	1298.421	4 $\Phi$ 22(1520)
2	830.481	4 $\Phi$ 18(1018)	1251.542	4 $\Phi$ 22(1520)
1	1496.124	4 $\Phi$ 22(1520)	2514.506	4 $\Phi$ 28(2463)

$$\gamma_{RE} V \leq V_u = \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056 N$$

$$\lambda = \frac{H_n}{2h_0} = \frac{5000 - 550/2}{2 \times 550} = 4.05 > 3, \text{取 } \lambda = 3$$

$$N = 2230.32 \text{ kN} > 0.3 f_c A = 0.3 \times 19.1 \times 600 \times 600 = 2062.8 \text{ kN (取 } N = 2062.8 \text{ kN)}$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{\gamma_{RE} V - \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 - 0.056 N}{h_0 f_{yv}}$$

$$= \frac{318.03 \times 10^3 - \frac{1.05}{3+1} \times 1.91 \times 600 \times 550 - 0.056 \times 2062.8 \times 10^3}{550 \times 270} = 0.37$$

采用井字复合箍配置箍筋，加密区为 4  $\Phi$  10@100，非加密区为 4  $\Phi$  10@200。柱截面配筋示意图如图 2-36 所示。 $\frac{A_{sv}}{s} = \frac{4 \times 78.5}{200} = 1.57 > 0.37$ ，满足要求。

$$\rho_{sv} = \frac{8 \times 78.5 \times 530}{530^2 \times 100} = 1.18\%$$

加密区最小体积配箍率： $\rho_{sv \cdot \min} = \lambda_v f_c / f_{yv} = 0.09 \times 19.1 / 270 = 0.64\%$ ，满足要求。

采用井字复合箍配置箍筋，加密区为 4  $\Phi$  8@100 非加密区为选 4  $\Phi$  8@200。第 1 层 A 柱截面配筋如图 2-36 所示。各层柱箍筋计算及实配结果见表 2-54。

框架柱箍筋计算结果

表 2-54

柱号	楼层	$\gamma_{RE} V$ (kN)	$0.2\beta_c f_c b h_0$ (kN)	$N$ (kN)	$0.3 f_c A$ (kN)	$\frac{A_{sv}}{s}$ (mm)	最小配箍特征值	$\frac{\lambda_v f_c}{f_{yv}}$	实际配箍	
									加密区 ( $\frac{A_{sv}}{s}$ )	非加密区 ( $\rho_v$ )
A	5	109.83	751.5	319.09	1252.5	<0	0.08	0.49	4 $\Phi$ 10@100(3.14)	4 $\Phi$ 10@200(0.73)
	4	198.13	751.5	760.63	1252.5	0.52	0.08	0.49	4 $\Phi$ 10@100(3.14)	4 $\Phi$ 10@200(0.73)
	3	260.45	751.5	1210.93	1252.5	0.82	0.08	0.49	4 $\Phi$ 10@100(3.14)	4 $\Phi$ 10@200(0.73)
	2	302.68	859.5	1694.06	1432.5	1.00	0.09	0.64	4 $\Phi$ 10@100(3.14)	4 $\Phi$ 10@200(0.73)
	1	318.03	1260.6	2230.32	2062.8	0.37	0.09	0.64	4 $\Phi$ 10@100(3.14)	4 $\Phi$ 10@200(0.59)
B	5	132.65	751.5	284.53	1252.5	0.20	0.08	0.49	4 $\Phi$ 10@100(3.14)	4 $\Phi$ 10@200(0.73)
	4	245.55	751.5	688.71	1252.5	0.94	0.08	0.49	4 $\Phi$ 10@100(3.14)	4 $\Phi$ 10@200(0.73)
	3	312.78	751.5	1044.90	1252.5	1.33	0.09	0.56	4 $\Phi$ 10@100(3.14)	4 $\Phi$ 10@200(0.73)
	2	352.65	859.5	1418.10	1432.5	1.42	0.09	0.64	4 $\Phi$ 10@100(3.14)	4 $\Phi$ 10@200(0.73)
	1	364.34	1260.6	1820.43	2062.8	0.77	0.09	0.64	4 $\Phi$ 10@100(3.14)	4 $\Phi$ 10@200(0.59)

### 3. 框架梁柱节点核心区截面抗震验算

以第1层框架中节点为例,由节点两侧梁的受弯承载力计算节点核心区的剪力设计值,因节点两侧梁不等高,计算时取两侧梁的平均高度,即

$$h_b = (650 + 400) / 2 = 525 \text{ mm},$$

$$h_{b0} = (605 + 355) / 2 = 480 \text{ mm}$$

本例框架为二级抗震等级,按式(2-43)计算节点的剪力设计值,其中  $H_c$  为柱的计算高度,取上、下柱反弯点间的距离,由表2-31可得

$$H_c = (1 - 0.65) \times 5.0 + 0.5 \times 3.6 = 3.55 \text{ m}$$

$$\sum M_b = \frac{329.53}{0.75} + \frac{141.31}{0.75} = 439.37 + 188.41 = 627.78 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (左震)}$$

节点核心区剪力设计值按式(2-43)计算,即

$$V_j = \frac{1.35 \times 627.78 \times 10^3}{480 - 45} \left( 1 - \frac{480 - 45}{3550 - 525} \right) = 1668.12 \text{ kN}$$

因  $b_b = b_c / 2 = 300 \text{ mm}$ ,故取  $b_j = h_c = 600 \text{ mm}$ ,  $h_j = 600 \text{ mm}$ ,  $\eta_j = 1.0$ ,则由式(2-47)得

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} (0.3 \eta_j f_c b_j h_j) = \frac{1}{0.85} (0.3 \times 1.0 \times 19.1 \times 600 \times 600) = 2426.83 \text{ kN} > V_j = 1668.12 \text{ kN}$$

满足要求。

节点核心区的受剪承载力按式(2-48)计算,其中  $N$  取二层柱底轴力  $N = 1418.10 \text{ kN}$  和  $0.5 f_c A = 0.5 \times 19.1 \times 600 \times 600 = 3438 \text{ kN}$  二者中的较小值,故取  $N = 1418.10 \text{ kN}$ 。

设节点区配置 4  $\Phi 10@100$  的箍筋,则由式(2-48)得

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 1.1 \eta_j f_t b_j h_j + 0.05 \eta_j N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \\ &= \frac{1}{0.85} \left( 1.1 \times 1.0 \times 1.71 \times 600 \times 600 + 0.05 \times 1.0 \times 1418.10 \times 10^3 + 270 \times 4 \times 78.5 \times \frac{480 - 45}{100} \right) \\ &= 2064.71 \text{ kN} > V_j = 1668.12 \text{ kN} \end{aligned}$$

故节点受剪承载力满足要求。

框架模板及配筋图见图 2-37。

### 2.8.9 基础设计

对本例的 5 层框架结构房屋,上部结构荷载分布比较均匀,房屋高度较小,故可采用柱下条形基础。为提高房屋整体性,增大基础刚度和调整不均匀沉降能力,本例采用纵向条形基础。根据结构与荷载的对称性,只需对 A、B 轴的条形基础进行设计计算。

根据《建筑地基基础设计规范》GB50007—2012(以下简称《基础规范》)可知,本工程地基基础设计等级为丙级。由于框架结构层数少于 6 层,地基承载力特征值大于  $130 \text{ kPa}$ ,故可不进行地基变形验算。另外,根据《建筑设计抗震规范》GB50011—2010 可知,本工程为不超过 8 层、24m 以下的一般民用框架房屋,可不进行天然地基及基础的

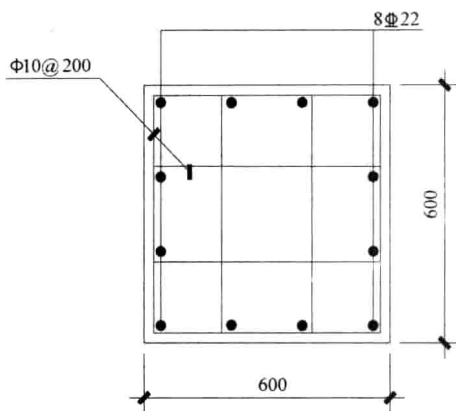
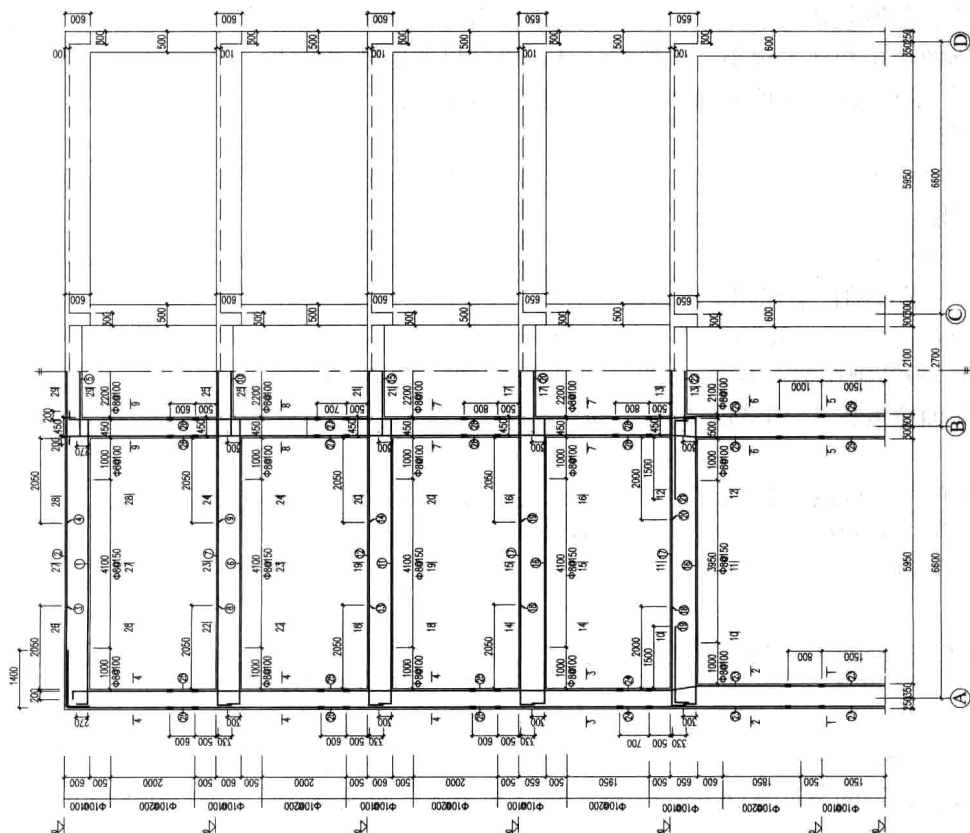
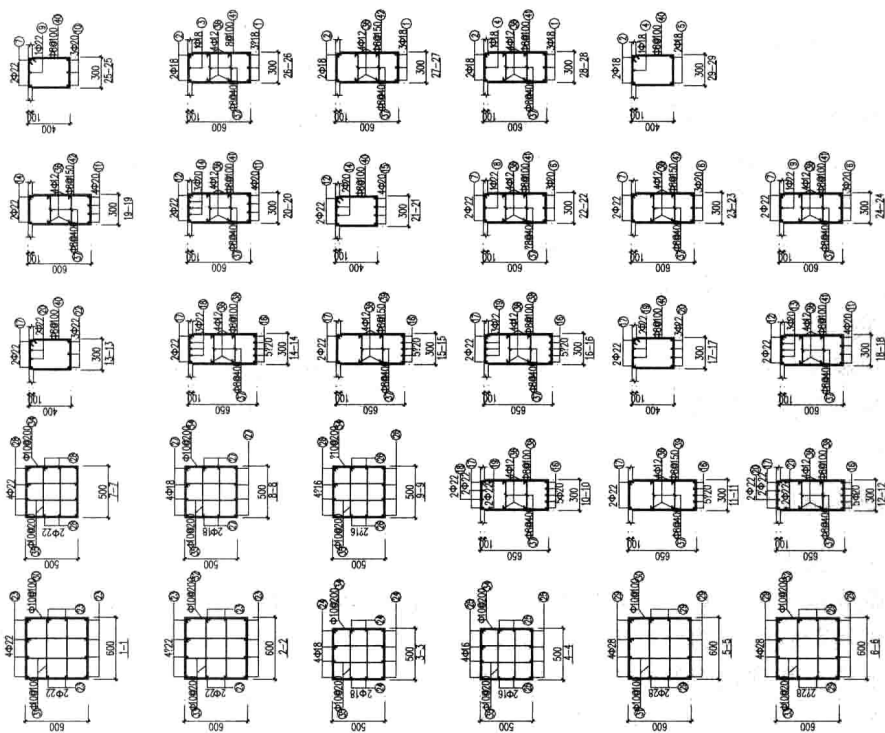


图 2-36 柱截面配筋图



KJ-2框架配筋图 1:50



KJ-2框架梁、柱截面配筋图 1:20

说明:

- 1、1-2层梁、柱混凝土强度等级为C40,3-5层梁、柱混凝土强度等级为C35;
- 2、框架梁混凝土保护层厚度为20mm,框架柱混凝土保护层厚度为20mm;
- 3、纵向钢筋采用HRB400,箍筋采用HPB300。

图 2-37 框架模板及配筋图

抗震承载力验算,故框架柱底传给基础的内力均采用持久设计状况下的组合。

根据《基础规范》中有关柱下条形基础的构造要求,取肋梁高度 1200mm,宽度 700mm,翼板厚度 250mm,基础底面宽度需根据地基承载力验算确定。由 2.8.2 节可知,条形基础埋深为 2.2m,地基承载力特征值  $f_{ak}=165\text{kPa}$  (未经深度和宽度修正),考虑深度修正后,取  $\eta_d=1.6$ ,则  $f_a=170+1.6\times 19\times (2.2-0.5)=221.68\text{kPa}$ 。混凝土强度等级为 C25 ( $f_c=11.9\text{N/mm}^2$ ,  $f_t=1.27\text{N/mm}^2$ );纵筋采用 HRB400 级钢筋 ( $f_y=360\text{N/mm}^2$ );箍筋采用 HPB300 级钢筋 ( $f_y=270\text{N/mm}^2$ )。

### 1. 确定基底尺寸

根据《基础规范》第 8.3.1 条第 2 款规定,基础端部的挑出长度为第一跨跨距的 1/4,由于结构上部荷载对称,基础布置对称,则基础两端挑出的长度相同,才能保证荷载形心与基础形心重合。

$$\text{纵向基础梁外挑长度: } l_0 = \frac{l_1}{4} = \frac{1}{4} \times 7.2 = 1.8\text{m}$$

$$\text{纵向基础梁总长度: } L = 7 \times 7.2 + 1.8 \times 2 = 54\text{m}$$

根据《基础规范》第 3.0.5 条,按地基承载力确定基础底面积时,上部结构传至基础的作用效应应采用荷载效应的标准组合。由表 2-46 和表 2-47 查得,第 1 层中框架柱在恒载和活载作用上传至基础顶面的内力组合标准值如下:

$$\text{A 柱: } N_k=1578.76\text{kN}, M_k=2.76\text{kN}\cdot\text{m}, V_k=-1.65\text{kN}$$

$$\text{B 柱: } N_k=1836.46\text{kN}, M_k=-13.64\text{kN}\cdot\text{m}, V_k=8.19\text{kN}$$

边框架柱在恒载和活载作用上传至基础的内力近似取中框架柱的 0.6 倍,由于上部结构传至基础的弯矩和剪力很小,可忽略不计,以下仅考虑轴力作用。

基础梁上第 1 层一片填充墙和相应的门窗等重量为:

A 轴外墙:

$$G_{WA}=3.24\times[(7.2-0.6)\times(5.0-0.5)-(1.5\times 1.8)]+(1.5\times 1.8)\times 0.4=88.56\text{kN}$$

B 轴内墙:

$$G_{WB}=3.08\times[(7.2-0.6)\times(5.0-0.5)-(0.9\times 2.4)]+(0.9\times 2.4)\times 0.4=85.69\text{kN}$$

AB 跨一根基础拉梁和相应的横墙:

$$G_{W1}=3.08\times 5.95\times(5.0-0.55)+0.3\times 0.5\times 5.85\times 25=103.49\text{kN}$$

$$\text{BC 跨一根基础拉梁: } G_{W2}=0.3\times 0.5\times 2.0\times 25=7.50\text{kN}$$

基础底面宽度按式 (1-44) 确定,即

A 轴:

$$b_f \geq \frac{\sum F_k + \sum G_{WA}}{(f_a - \gamma_m d)L} = \frac{1578.76 \times (6 + 0.6 \times 2) + 88.56 \times 7 + 103.49/2 \times 8}{(221.68 - 20 \times 2.2) \times 54} = 1.292\text{m}$$

取  $b_f=1.3\text{m}$

B 轴:

$$b_f \geq \frac{\sum F_k + \sum G_{WB}}{(f_a - \gamma_m d)L} = \frac{1836.46 \times (6 + 0.6 \times 2) + 85.69 \times 7 + (103.49/2 + 7.50/2) \times 8}{(221.68 - 20 \times 2.2) \times 54} = 1.487\text{m}$$

取  $b_f=1.5\text{m}$

以上计算所得的条形基础宽度均小于 3m,故不需再对地基承载力进行深度修正。

### 2. 基底净反力计算

根据《基础规范》第 3.0.5 条, 计算条形基础内力时, 上部结构传至基础的作用效应应采用荷载效应的基本组合。由表 2-46 和表 2-47 查得, 第 1 层中框架柱在恒载和活载作用下传至基础顶面的持久设计状况的内力组合值如下:

A 柱:  $N=2043.95\text{kN}$

B 柱:  $N=2347.61\text{kN}$

竖向荷载作用下, 基底反力呈均匀分布, 单位长度的基底净反力为:

A 轴:

$$p_j = \frac{\sum(F+G_{w1})}{L} = \frac{2043.95 \times (6+0.6 \times 2) + 1.35 \times 103.49/2 \times 8}{54} = 282.87\text{kN/m}$$

B 轴:

$$p_j = \frac{\sum(F+G_{w1}+G_{w2})}{L} = \frac{2347.61 \times (6+0.6 \times 2) + 1.35 \times (103.49/2 + 7.5/2) \times 8}{54} = 324.11\text{kN/m}$$

### 3. 基础梁内力计算

由于上部结构的整体性较好, 基础梁高度大于 1/6 的平均柱距, 地基压缩性、柱距和荷载分布都比较均匀, 因此可以采用倒梁法计算基础梁的内力, 即以地基净反力作为荷载, 以柱作为基础梁的铰支座, 按多跨连续梁采用力矩分配法分析其内力, 计算简图如图 2-38 所示, 弯矩分配过程及计算结果如图 2-39 所示。

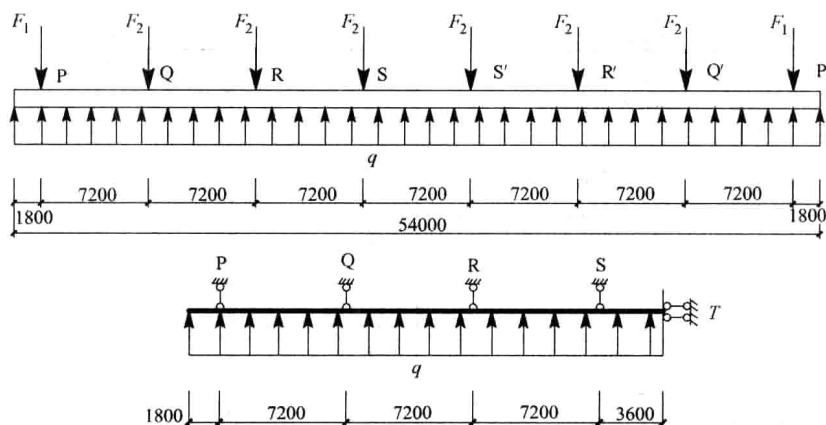


图 2-38 柱下纵向条形基础受力示意图

以 A 轴为例, 考虑对称性, 采用力矩分配法进行半结构简化计算。固端弯矩 (以顺时针为正):

$$M_1 = -\frac{1}{2} \times 282.87 \times 1.8^2 = -458.26\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{QP} = \frac{1}{8} \times 282.87 \times 7.2^2 - \frac{458.26}{2} = 1603.90\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{QR} = M_{RQ} = -\frac{1}{12} \times 282.87 \times 7.2^2 = -1222.02\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RS} = M_{SR} = \frac{1}{12} \times 282.87 \times 7.2^2 = 1222.02\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ST} = -\frac{1}{3} \times 282.87 \times 3.6^2 = -1222.02\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{TS} = -\frac{1}{6} \times 282.87 \times 3.6^2 = -611.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

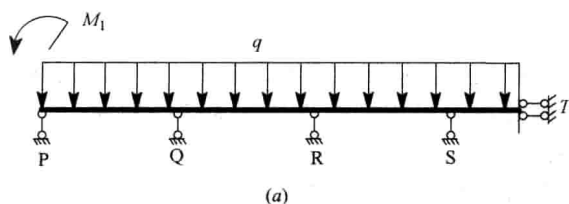
弯矩分配系数: 令  $\frac{EI}{7.2} = i$

$$\text{Q 节点: } \mu_{QP} = \frac{3i}{3i+4i} = 0.428, \mu_{QR} = \frac{4i}{3i+4i} = 0.572$$

$$\text{R 节点: } \mu_{RQ} = \mu_{RS} = 0.500$$

$$\text{S 节点: } \mu_{SR} = \frac{4i}{2i+4i} = 0.667, \mu_{ST} = \frac{2i}{2i+4i} = 0.333$$

基础梁的支座弯矩根据力矩分配法确定, 跨中弯矩和支座剪力根据平衡条件确定, 计算过程及计算结果见图 2-39。



	0.428	0.572	0.500	0.500	0.667	0.333	
-458.26	1603.90	-1222.02	1222.02	-1222.02	1222.02	-1222.02	-611.01
	-163.45	-218.44	0	0	0	0	
0	0	0	-109.22	0	0	0	0
	0	0	54.61	54.61	0	0	
0	0	27.30	0	0	27.30	0	0
	-11.69	-15.62	0	0	-18.21	-9.09	
0	0	0	-7.81	-9.11	0	0	9.09
	0	0	8.46	8.46	0	0	
0	0	4.23	0	0	4.23	0	0
	-1.81	-2.42	0	0	-2.82	-1.41	
0	0	0	-1.21	-1.41	0	0	1.41
	0	0	1.31	1.31	0	0	
0	0	0.65	0	0	0.65	0	0
-458.26	1426.96	-1426.30	1168.16	-1168.16	1233.17	-1232.52	-600.51

(b) A轴纵向条形基础弯矩分配过程

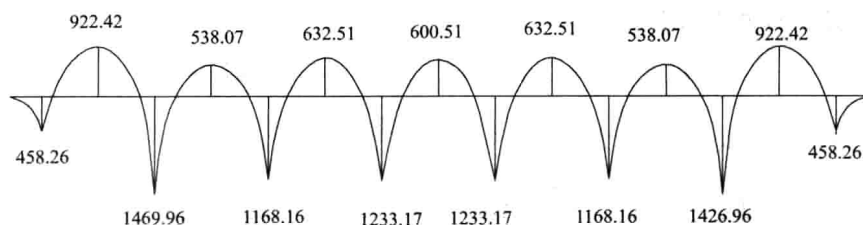
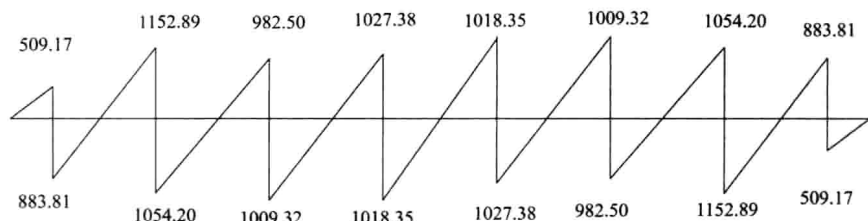


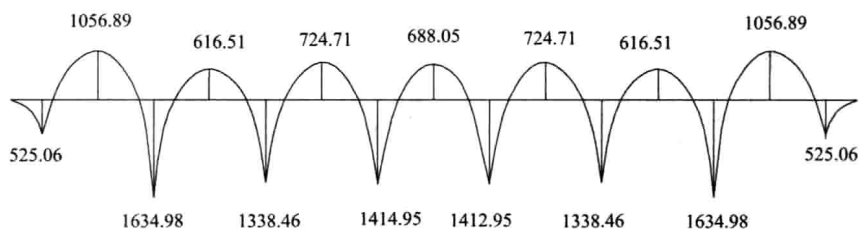
图 2-39 柱下纵向条形基础梁弯矩分配示意图及其内力计算结果



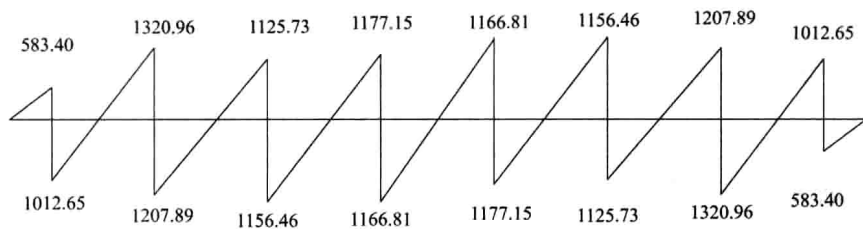
(d) A 轴纵向条形基础剪力图

	0.428	0.572	0.500	0.500	0.667	0.333	
-525.06	1837.72	-1400.17	1400.17	-1400.17	1400.17	-1400.17	-700.08
0	-187.27	-250.28	0	0	0	0	0
0	0	0	-125.14	0	0	0	0
0	0	31.29	62.57	62.57	0	0	0
0	-13.39	-17.90	0	0	31.29	-10.42	10.42
0	0	0	-8.95	-10.43	0	0	0
0	0	0	9.69	9.69	0	0	0
0	0	4.85	0	0	4.85	-1.61	1.61
0	-2.07	-2.77	0	0	-3.23	0	0
0	0	0	-1.39	-1.62	0	0	0
0	0	0	1.50	1.50	0	0	0
0	0	0.75	0	0	0.75	0	0
-525.06	1634.98	-1634.23	1338.46	-1338.46	1412.95	-1412.20	-688.05

(e) B 轴纵向条形基础弯矩分配过程



(f) B 轴纵向条形基础弯矩图



(g) B 轴纵向条形基础剪力图

图 2-39 柱下纵向条形基础梁弯矩分配示意图及其内力计算结果 (续)

根据《基础规范》8.3.2 条规定,按倒梁法所求得的条形基础梁边跨跨中弯矩以及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数。

A 轴: 边跨跨中弯矩:  $922.42 \times 1.2 = 1106.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$



第一内支座弯矩:  $1426.96 \times 1.2 = 1712.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$

B 轴: 边跨跨中弯矩:  $1056.89 \times 1.2 = 1268.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$

第一内支座弯矩:  $1634.98 \times 1.2 = 1961.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$

#### 4. 配筋计算

##### (1) 基础梁

基础梁高度  $h = 1200 \text{ mm}$ , 宽度  $b = 700 \text{ mm}$ , 混凝土强度等级为 C25 ( $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$ ), 纵筋采用 HRB400 级钢筋 ( $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$ ), 箍筋采用 HPB300 级钢筋 ( $f_y = 270 \text{ N/mm}^2$ )。考虑到翼板的作用, 基础梁跨中按 T 形截面计算纵筋面积, 支座按矩形截面计算纵筋面积。柱下条形基础底部设有强度等级为 C15 的素混凝土垫层, 所以保护层厚度取  $c = 45 \text{ mm}$ 。

##### 1) 正截面承载力计算

以 A 轴为例, 边跨跨中  $M = 1106.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,  $h_0 = 1200 - (45 + 8 + 22 \times 0.5) = 1136 \text{ mm}$ ,  $\alpha_1 = 1.0$ ,  $b_f = 1300 \text{ mm}$ ,  $h_f = 250 \text{ mm}$ 。

$$\begin{aligned}\alpha_1 f_c b_f' h_f' (h_0 - h_f' / 2) &= 1.0 \times 11.9 \times 1300 \times 250 \times (1136 - 250 / 2) \\ &= 3910.04 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1106.90 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

属于第一类 T 形截面。

$$\begin{aligned}\alpha_s &= \frac{M}{\alpha_1 f_c b_f' h_0^2} = \frac{1106.90 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 1300 \times 1136^2} = 0.055 \\ \xi &= 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055} = 0.057\end{aligned}$$

$$A_s = \alpha_1 f_c b_f' \xi \frac{h_0}{f_y} = 1.0 \times 11.9 \times 1300 \times 0.057 \times \frac{1136}{360} = 2786 \text{ mm}^2$$

实配钢筋 6  $\Phi$  25 ( $A_s = 2945 \text{ mm}^2$ )。

$$\text{配筋率: } \rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{2945}{700 \times 1136} = 0.34\% > \frac{h}{h_0} \rho_{\min} = \max\left(0.2\%, 0.45 \frac{f_t}{f_y}\right) = 0.2\%$$

第一内支座弯矩  $M = 1712.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,  $A_s' = 2945 \text{ mm}^2$ ,  $h_0 = 1200 - (45 + 8 + 22 \times 0.5) = 1136 \text{ mm}$ ,  $\alpha_1 = 1.0$ ,  $b = 700 \text{ mm}$ ,  $h = 1200 \text{ mm}$ 。

$$\begin{aligned}a_s &= \frac{M - f_y A_s' (h_0 - a_s')}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{1712.35 \times 10^6 - 360 \times 2945 \times (1136 - 64)}{1.0 \times 11.9 \times 700 \times 1136^2} = 0.054 \\ \xi &= 1 - \sqrt{1 - 2a_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054} = 0.055\end{aligned}$$

由于  $x = \xi h_0 = 0.049 \times 1136 = 56 \text{ mm} < 2a_s'$ , 故

$$a_s = \frac{M}{f_y (h_0 - a_s')} = \frac{1712.35 \times 10^6}{360 \times (1136 - 64)} = 4437 \text{ mm}^2$$

实配钢筋 10  $\Phi$  25 ( $A_s = 4909 \text{ mm}^2$ )。

##### 配筋率

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4909}{700 \times 1136} = 0.62\% > \frac{h}{h_0} \rho_{\min} = \frac{h}{h_0} \cdot \max\left(0.2\%, 0.45 \frac{f_t}{f_y}\right) = 0.2\% \frac{h}{h_0}$$

##### 2) 斜截面承载力计算

取  $V = 1152.89 \text{ kN}$ ,  $\beta_c = 1.0$ ,  $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{yv} = 270 \text{ N/mm}^2$ ,  $b = 700 \text{ mm}$ ,  $h = 1200 \text{ mm}$ ,  $h_0 = 1200 - 64 = 1136 \text{ mm}$ 。

验算截面尺寸:

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 11.9 \times 700 \times 1136 / 1000 = 2365.72 \text{ kN} > V$$

截面尺寸满足要求。

$$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.27 \times 700 \times 1136 / 1000 = 746.76 \text{ kN} < V$$

可见需按计算配置箍筋。

$$\frac{n A_{s1}}{s} = \frac{V - 0.7 f_t b h_0}{f_{yv} h_0} = \frac{1152.89 \times 1000 - 0.7 \times 1.27 \times 700 \times 1136}{270 \times 1136} = 1.324$$

$$\text{实际取 } 4 \Phi 8 @ 150, \frac{n A_{s1}}{s} = \frac{4 \times 50.3}{150} = 1.341。$$

$$\text{配箍率 } \rho_{sv} = \frac{n A_{s1}}{b s} = \frac{4 \times 50.3}{700 \times 150} = 0.19\% > \rho_{\min} = 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.11\%$$

B 轴纵向条形基础的配筋计算过程同上，结果如下所示：

跨中：\$M=1262.84\text{kN}\cdot\text{m}\$，纵筋面积计算值 \$A\_s=3192\text{mm}^2\$，实配钢筋 7 \$\Phi\$ 25 (\$A\_s=3436\text{mm}^2\geq A\_{s,\min}\$)。

支座：\$M=1953.58\text{kN}\cdot\text{m}\$，纵筋面积计算值 \$A\_s=5084\text{mm}^2\$，实配钢筋 11 \$\Phi\$ 25 (\$A\_s=5401\text{mm}^2\geq A\_{s,\min}\$)。

$$\text{箍筋：} \frac{n A_{s1}}{s} = \frac{V - 0.7 f_t b h_0}{f_{yv} h_0} = 1.872, \text{ 实配箍筋 } 4 \Phi 10 @ 150。$$

根据构造要求，基础梁腹板高 \$h\_w=950\text{mm}\$，需增设腰筋，在基础梁腹板高度范围内均匀配置 4 排直径为 14mm 的腰筋。

## (2) 翼板

翼板简化为均布荷载（基底净反力）作用下端部固定的悬臂板，翼板厚度应满足斜截面受剪承载力要求，翼板配筋采用 HPB300 级钢筋。取 1.0m 宽度翼板作为计算单元，仅对基底净反力较大的 B 轴翼板进行配筋计算。

基底净反力作用下，翼臂板固定端剪力

$$V = \frac{p_j}{b_f} \times \frac{b_f - b}{2} = \frac{324.11}{1.5} \times 1.0 \times \frac{1.5 - 0.7}{2} = 86.43 \text{ kN}$$

$$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.27 \times 1000 \times (250 - 64) / 1000 = 165.35 \text{ kN} > V$$

翼板厚度满足要求。

翼臂板固定端弯矩

$$M = \frac{1}{2} \times \frac{p_j}{b_f} \times \left( \frac{b_f - b}{2} \right)^2 = \frac{1}{2} \times \frac{324.11}{1.5} \times 1.0 \times \left( \frac{1.5 - 0.7}{2} \right)^2 = 17.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

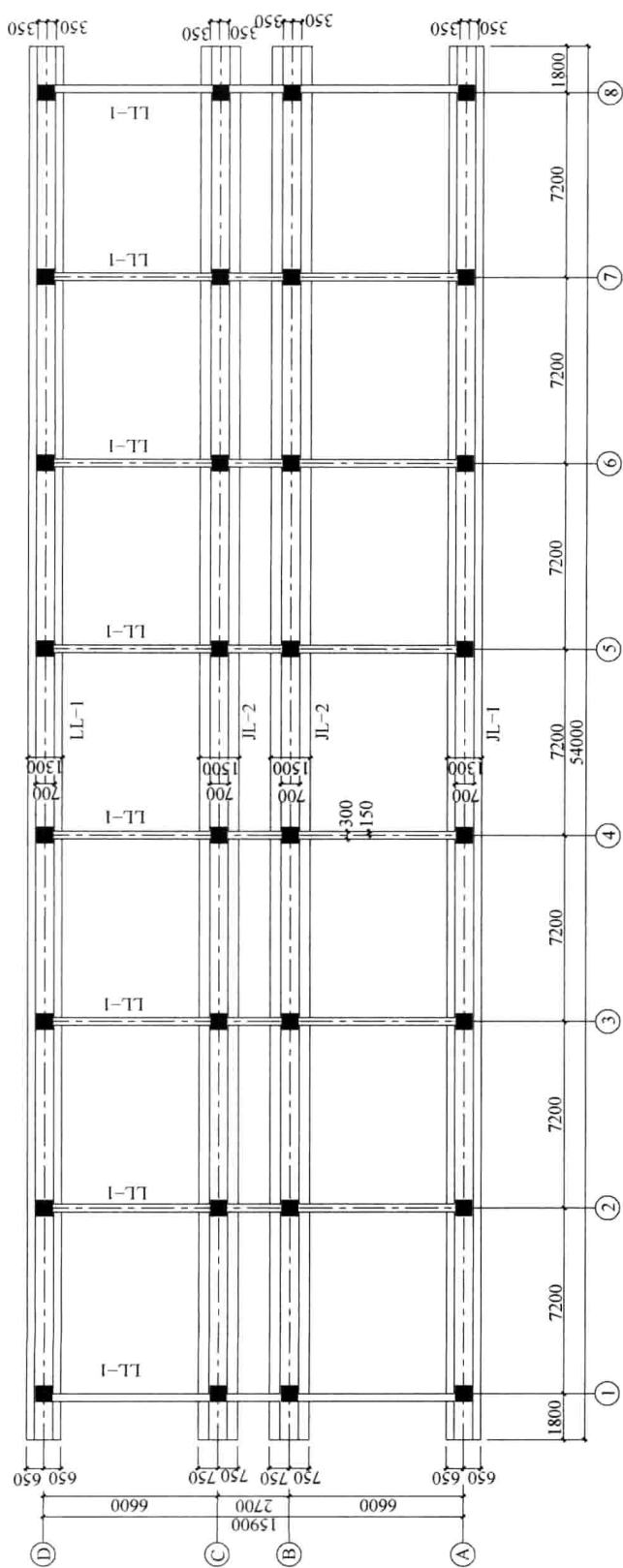
$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{17.29 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 1000 \times (250 - 64)^2} = 0.042$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042} = 0.043$$

$$A_s = \alpha_1 f_c b \xi \frac{h_0}{f_y} = 1.0 \times 11.9 \times 1000 \times 0.043 \times \frac{250 - 64}{270} = 352 \text{ mm}^2$$

根据构造要求，翼板受力钢筋选取 \$\Phi 10 @ 200\$ (\$A\_s=393\text{mm}^2\$)，翼板纵向分布钢筋选取 \$\Phi 8 @ 300\$ (\$A\_s=168\text{mm}^2\$)。可见，翼板配筋由构造控制，对 A 轴翼板选取与 B 轴相同的配筋。

基础梁的模板及配筋图见图 2-40 所示。



基础平面布置图 1:100

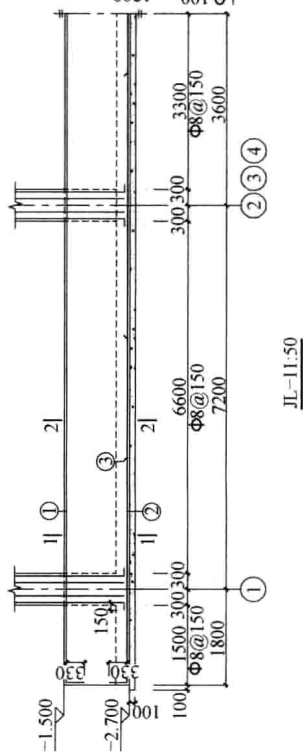


图 2-40 基础模板及配筋图

说明:

- 1、基础混凝土强度等级为C25
- 2、基础混凝土保护层厚度为45mm;
- 3、纵向钢筋采用HRB400,箍筋采用;HPB300。

## 第3章 钢筋混凝土剪力墙结构房屋设计

### 3.1 结构布置

剪力墙结构房屋的总体布置原则见第1.2节，本节主要说明剪力墙结构布置的具体要求及计算简图的确定等问题。

#### 3.1.1 剪力墙的布置

(1) 剪力墙结构的平面布置宜简单、规则。剪力墙宜沿两个主轴方向或其他方向双向布置，两个方向的侧向刚度不宜相差过大，宜尽可能接近；剪力墙应尽量拉通、对直，不同方向的剪力墙宜分别联结在一起，以具有较好的空间工作性能，抗震设计时，不应采用仅单向有剪力墙的结构布置。

(2) 剪力墙结构应具有适宜的侧向刚度。由于剪力墙具有较大的侧向刚度和承载力，为充分发挥剪力墙性能、减轻结构自重和增大可利用空间，剪力墙不宜布置得太密，否则容易造成侧向刚度过大，从而增大自重和地震作用，对结构受力不利。

(3) 剪力墙宜自下到上连续布置，避免刚度突变；允许沿高度改变墙厚和混凝土强度等级，使侧向刚度沿高度逐渐减小。如果在某一层或几层切断剪力墙，易造成结构沿高度刚度突变，对结构抗震不利。

(4) 剪力墙洞口的布置，会极大地影响剪力墙的受力性能。为此规定剪力墙的门窗洞口宜上下对齐、成列布置，形成明确的墙肢和连梁，宜避免造成墙肢宽度相差悬殊的洞口设置。剪力墙底部加强部位，是塑性铰出现及保证剪力墙安全的重要部位，抗震设计时，一、二、三级抗震等级剪力墙的底部加强部位不宜采用上下洞口不对齐的错洞墙，全高均不宜采用洞口局部重叠的叠合错洞墙；如无法避免错洞墙布置时，应控制错洞墙洞口间的水平距离不小于2m（图3-1a），设计时按有限元方法进行仔细计算分析，并在洞口周边采取有效构造措施，或在洞口不规则部位采用其他轻质材料填充将叠合洞口转化为计算上规则洞口的剪力墙或框架结构（图3-1b），图中阴影部分表示轻质材料填充墙体。

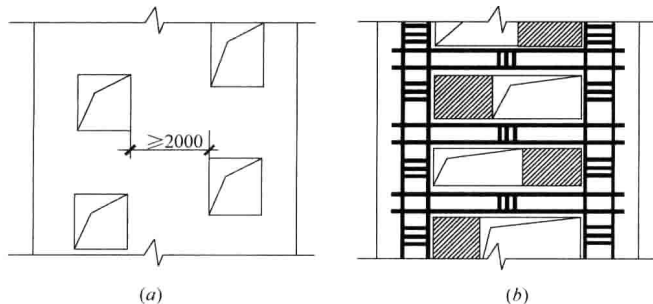


图 3-1 不规则开洞及配筋构造

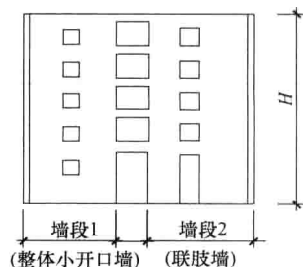


图 3-2 较长剪力墙分段示意图

(5) 剪力墙结构应具有一定的延性，细高的剪力墙（高宽比大于 3）容易设计成具有延性的弯曲破坏剪力墙，从而可避免发生脆性的剪切破坏，因此剪力墙不宜过长。当剪力墙的长度很长时，可用楼板（无连梁）或跨高比不小于 6 的连梁将其分为若干个独立的墙段（图 3-2），每个独立墙段可以是实体墙、整体小开口墙、联肢墙或壁式框架，每个独立墙段的  $H/B$  不宜小于 3，且墙段长度不宜大于 8m。

(6) 当剪力墙与平面外方向的梁连接时，会造成墙肢平面外弯矩。为控制剪力墙平面外的弯矩，当剪力墙与其平面外方向的楼面大梁连接，可采用以下措施：

1) 当梁截面高度大于约 2 倍墙厚时，刚性连接梁的梁端弯矩将使剪力墙平面外产生较大的弯矩，可通过设置与梁相连的剪力墙、增设扶壁柱或暗柱、墙内设置与梁相连的型钢等措施，增大墙肢抵抗平面外弯矩的能力；

2) 除了加强剪力墙平面外的抗弯刚度和承载力外，还可采取减小梁端弯矩的措施；

3) 对截面较小的楼面梁可通过支座弯矩调幅或变截面实现梁端铰接或半刚接设计，以减小墙肢平面外的弯矩。

当房屋高度不是很大，为使整个剪力墙结构房屋的刚度适当，除抗震等级为一级的结构外，也可采用大部分由短肢剪力墙组成的剪力墙结构。短肢剪力墙是指截面厚度不大于 300mm、各肢截面高度与厚度之比为 4~8 的剪力墙，这种墙因高宽比较大，其延性和耗能能力均比普通墙好，因而近年来得到广泛应用。对于采用刚度较大的连梁与墙肢形成的开洞剪力墙，不宜按单独墙肢判断其是否属于短肢剪力墙。

### 3.1.2 剪力墙厚度和混凝土强度等级的确定

剪力墙的厚度一般根据结构的刚度和承载力要求确定，此外墙厚还应考虑平面外稳定、开裂、减轻自重、轴压比的要求等因素。《高层规程》为了保证剪力墙出平面的刚度和稳定性能，规定了剪力墙截面的最小厚度，也是高层建筑剪力墙截面厚度的最低要求，见表 3-1。剪力墙的厚度应符合墙体稳定验算的要求，并应满足剪力墙截面最小厚度的规定。剪力墙井筒中，由于墙体不仅数量多，且无支长度不大，为了减轻结构自重，其分隔电梯井或管道井的墙肢截面厚度可适当减小，但不宜小于 160mm。短肢剪力墙截面厚度除应符合上述要求外，底部加强部位尚不应小于 200mm，其他部位尚不应小于 180mm。

在一些情况下，剪力墙厚度还与剪力墙的无支长度有关，无支长度小，有利于保证剪力墙出平面的刚度和稳定，墙体厚度可适当减小。无支长度是指沿剪力墙长度方向没有平面外横向支承墙的长度。

为了保证剪力墙的承载能力及变形性能，混凝土强度等级不宜太低，宜采用高强高性

剪力墙截面最小厚度 (mm) 表 3-1

抗震等级	剪力墙部位	最小厚度	
		有端柱或翼墙	无端柱或无翼墙
一、二级	底部加强部位	200	220
	其他部位	160	180
三、四级	底部加强部位	160	180
	其他部位	160	160
非抗震设计		160	160

能混凝土。剪力墙结构的混凝土强度等级不应低于 C20；筒体结构中剪力墙的混凝土强度等级不宜低于 C30。

### 3.2 剪力墙结构内力和位移计算

剪力墙结构是由一系列竖向纵、横墙和水平楼板所组成的空间结构，承受竖向荷载以及风荷载和水平地震作用。在竖向荷载作用下，剪力墙主要产生压力，可不考虑结构的连续性，各片剪力墙承受的压力可近似按楼面传到该片剪力墙上的荷载以及墙体自重计算，具体方法见第 3.4.4 节。本节主要介绍水平荷载作用下剪力墙结构的简化分析方法。

#### 3.2.1 剪力墙的分类

剪力墙根据有无洞口、洞口大小和位置以及形状等可分为四类：整截面墙、整体小开口墙、联肢墙和壁式框架，如图 3-3 所示。

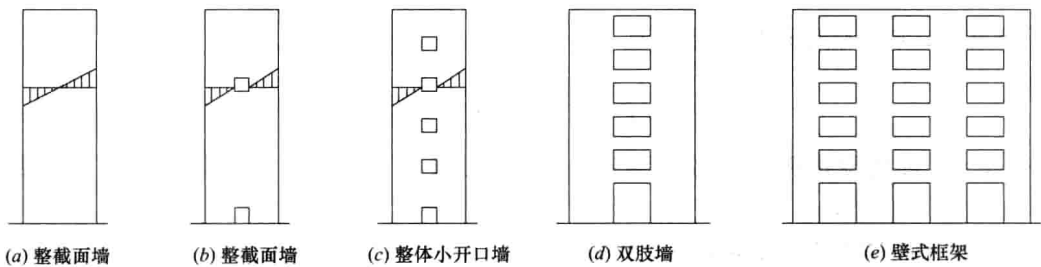


图 3-3 较长剪力墙划分示意图

(1) 整截面墙。指没有洞口的实体墙或洞口很小的剪力墙（图 3-3a、b），其受力状态如同竖向悬臂构件；当剪力墙高宽比较大时，受弯变形后截面仍保持平面，法向应力呈线性分布。

(2) 整体小开口墙。指洞口稍大且沿竖向成列布置的剪力墙（图 3-3c），在水平荷载作用下，由于洞口的存在，剪力墙的墙肢中已出现局部弯曲，其截面应力可认为由墙体的整体弯曲和局部弯曲二者叠加组成，截面变形仍接近于整截面墙。

(3) 联肢墙。沿竖向开有一列或多列较大的洞口（图 3-3d），由于洞口较大，剪力墙截面的整体性大为削弱，其截面变形已不再符合平截面假定；这类剪力墙可看成是若干单肢剪力墙或墙肢由一系列连梁联结起来组成，当开有一列洞口时称为双肢墙，当开有多列洞口时称为多肢墙。

(4) 壁式框架。当洞口大而宽、墙肢宽度相对较小，连梁的刚度接近或大于墙肢的刚度时，形成壁式框架（图 3-3e）。其受力性能与框架结构相类似，特点是墙肢截面的法向应力分布明显出现局部弯矩，在许多楼层内墙肢有反弯点。

#### 3.2.2 剪力墙分类判别

##### 1. 剪力墙整体工作系数 $\alpha$

图 3-4 所示为有  $m$  列洞口、 $m+1$  列墙肢的剪力墙。剪力墙因洞口尺寸不同而形成不同宽度的连梁和墙肢，其整体性能取决于连梁与墙肢之间的相对刚度，用剪力墙整体性系数  $\alpha$  来表示，即连梁总的抗弯线刚度与墙肢总的抗弯线刚度之比为  $\alpha^2$ ，则剪力墙整体工作系数  $\alpha$  为

$$\alpha = H \sqrt{\frac{12}{\tau h} \frac{\sum_{j=1}^{m+1} I_{bj} a_j^2}{\sum_{j=1}^{m+1} I_j l_{bj}^3}} \quad (\text{多肢墙}) \quad (3-1)$$

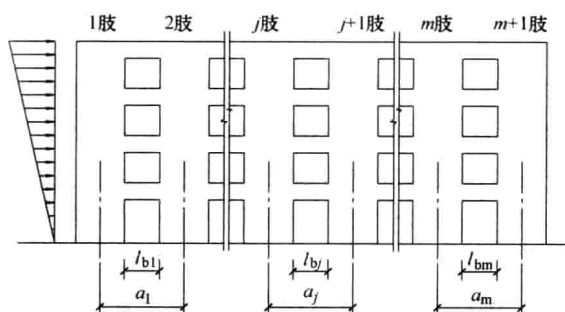


图 3-4 连肢墙

对于双肢墙，剪力墙整体性系数  $\alpha$  为

$$\alpha = H \sqrt{\frac{12 I_b a^2}{h (I_1 + I_2) l_b^3} \frac{I}{I_n}} \quad (\text{双肢墙}) \quad (3-2)$$

式中  $\tau$ ——轴向变形影响系数，当为 3~4 肢时取 0.8，5~7 肢时取 0.85，8 肢以上取 0.9；

$I$ ——剪力墙对组合截面形心的惯性矩；

$\alpha_j$ ——第  $j$  列洞口两侧墙肢轴线距离；

$I_n$ ——扣除墙肢惯性矩后剪力墙的惯性矩，按下式计算：

$$I_n = I - \sum_{j=1}^{m+1} I_j \quad (3-3)$$

$I_j$ ——第  $j$  墙肢的截面惯性矩； $I_{bj}$  为第  $j$  列连梁的折算惯性矩，按下式计算：

$$I_{bj} = \frac{I_{bj0}}{1 + \frac{30\mu I_{bj0}}{A_{bj} l_{bj}^2}} \quad (3-4)$$

$A_{bj}$ 、 $I_{bj0}$ ——第  $j$  列连梁的截面面积和惯性矩；

$l_{bj}$ ——第  $j$  列连梁计算跨度，按下式计算：

$$l_{bj} = l_{bj0} + \frac{1}{2} h_{bj} \quad (3-5)$$

$l_{bj0}$ ——第  $j$  列洞口的净宽度；

$h_{bj}$ ——第  $j$  列连梁的高度；

$h$ ——层高；

$H$ ——剪力墙的总高度；

$\mu$ ——截面形状系数，矩形截面  $\mu = 1.2$ ；I 形截面取  $\mu = \text{截面全面积} / \text{腹板面积}$ ；T 形截面按表 3-2 取值。

$\alpha$  值反映了连梁对墙肢约束作用的程度。整体工作系数  $\alpha$  越大，表明连梁的相对刚度越大，墙肢刚度相对较小，连梁对墙肢的约束作用也较大，墙的整体工作性能越好，接近于整截面墙或整体小开口墙。

T形截面剪应力不均匀系数  $\mu$ 

表 3-2

$b_f/t$ $h_w/t$	2	4	6	8	10	12
2	1.383	1.496	1.521	1.511	1.483	1.445
4	1.441	1.876	2.287	2.682	3.061	3.424
6	1.362	1.097	2.033	2.367	2.698	3.026
8	1.313	1.572	1.838	2.106	2.374	2.641
10	1.283	1.489	1.707	1.927	2.148	2.370
12	1.264	1.432	1.614	1.800	1.988	2.178
15	1.245	1.374	1.519	1.669	1.820	1.973
20	1.228	1.317	1.422	1.534	1.648	1.763
30	1.214	1.264	1.328	1.399	1.473	1.549
40	1.208	1.240	1.284	1.334	1.387	1.442

注:  $b_f$ 为翼缘宽度;  $t$ 为剪力墙的厚度;  $h_w$ 为剪力墙截面高度。

## 2. 墙肢惯性矩比 $I_n/I$

整体工作系数  $\alpha$  愈大, 说明剪力墙整体性很强, 这样的剪力墙可能是整体小开口墙, 也可能是壁式框架。因为后者梁线刚度大于柱线刚度, 其  $\alpha$  值很大, 结构整体性也很强, 但它的受力特点与框架相同。因此, 除根据  $\alpha$  值进行剪力墙分类判别外, 还应判别沿高度方向墙肢弯矩图是否会出现反弯点。

墙肢是否出现反弯点, 与墙肢惯性矩的比值  $I_n/I$ 、整体性系数  $\alpha$  和层数  $n$  等多种因素有关。 $I_n/I$  值反映了剪力墙截面削弱的程度,  $I_n/I$  值大, 说明截面削弱较多, 洞口较宽, 墙肢相对较弱。因此, 当  $I_n/I$  增大到某一值时, 墙肢出现框架柱的受力特点, 即沿高度方向出现反弯点。因此, 通常将  $I_n/I$  与其限值  $\zeta$  的关系式作为剪力墙分类的第二个判别式。

## 3. 剪力墙分类判别式

(1) 当剪力墙无洞口或虽有洞口但洞口面积与墙面面积之比不大于 0.16, 且洞口净距及洞口边至墙边距离大于洞口长边尺寸时, 按整截面墙计算。

(2) 当  $\alpha < 1$  时, 可不考虑连梁的约束作用, 各墙肢分别按独立的悬臂墙进行计算。

(3) 当  $1 \leq \alpha < 10$  时, 可按联肢墙进行计算。

(4) 当  $\alpha \geq 10$ , 且  $I_n/I \leq \zeta$  时, 可按整体小开口墙进行计算。

(5) 当  $\alpha \geq 10$ , 且  $I_n/I > \zeta$  时, 可按壁式框架进行计算。

其中系数  $\zeta$  由整体性系数  $\alpha$  和层数  $n$  按表 3-3 取值。

系数  $\zeta$  的数值

表 3-3

层数 $n$ $\alpha$	8	10	12	16	20	$\geq 30$
10	0.886	0.948	0.975	1.000	1.000	1.000
12	0.866	0.924	0.950	0.994	1.000	1.000
14	0.853	0.908	0.934	0.978	1.000	1.000
16	0.844	0.896	0.923	0.964	0.988	1.000
18	0.836	0.888	0.914	0.952	0.978	1.000
20	0.831	0.880	0.906	0.945	0.970	1.000
22	0.827	0.875	0.901	0.940	0.965	1.000



续表

层数 $n$ $\alpha$	8	10	12	16	20	$\geq 30$
24	0.824	0.871	0.897	0.936	0.960	0.989
26	0.822	0.876	0.894	0.932	0.955	0.986
28	0.820	0.864	0.890	0.929	0.952	0.982
$\geq 30$	0.818	0.861	0.887	0.926	0.950	0.979

### 3.2.3 剪力墙内力和位移计算

本节计算中, 墙肢截面内力正负号规定如下: 弯矩以截面右侧受拉为正, 剪力以绕截面顺时针方向旋转为正, 轴力以受压为正。

#### 1. 整截面墙

##### (1) 判别条件

孔洞面积/墙面面积 $\leq 0.16$ , 且洞口净距及洞口边至墙边距离大于洞口长边尺寸。

##### (2) 等效刚度

当剪力墙高宽比 ( $H/h_w$ ) 小于或等于 4 时, 应考虑剪切变形影响。在均布荷载、倒三角形分布荷载和顶点集中荷载作用下, 为简化计算, 整截面墙的等效刚度可近似按下式计算:

$$E_c I_{eq} = \frac{E_c I_w}{1 + \frac{9\mu I_w}{A_w H^2}} \quad (3-6)$$

式中  $E_c$ ——混凝土弹性模量, 当各层  $E_c$  不同时, 沿竖向取加权平均值;

$A_w$ 、 $I_w$ ——分别为无洞口墙的墙腹板截面面积和惯性矩, 对有洞口整截面墙, 由于洞口削弱影响, 可按下式计算

$$A_w = \left(1 - 1.25 \sqrt{\frac{A_{op}}{A_o}}\right) A \quad (3-7)$$

$$I_w = \frac{\sum I_i h_i}{\sum h_i} \quad (3-8)$$

$A$ ——墙腹板截面毛面积;

$A_o$ 、 $A_{op}$ ——分别为墙立面总面积和墙立面洞口面积;

$I_i$ 、 $h_i$ ——分别为将剪力墙沿高度分为无洞口段及有洞口段后第  $i$  段的惯性矩和高度;

$H$ ——剪力墙总高度;

$\mu$ ——截面形状系数, 矩形截面  $\mu = 1.2$ 。

#### (3) 墙体截面内力

在水平荷载作用下, 整截面墙可视为上端自由、下端固定的竖向悬臂杆件, 其任意截面的弯矩和剪力可按材料力学方法进行计算。

#### (4) 顶点位移

$$u = \begin{cases} \frac{1}{8} \frac{V_0 H^3}{E_c I_{eq}} & \text{(均布荷载)} \\ \frac{11}{60} \frac{V_0 H^3}{E_c I_{eq}} & \text{(倒三角形分布荷载)} \\ \frac{1}{3} \frac{V_0 H^3}{E_c I_{eq}} & \text{(顶点集中荷载)} \end{cases} \quad (3-9)$$

式中  $V_0$ ——墙底截面处的总剪力。

## 2. 整体小开口墙

### (1) 判别式

$$\alpha \geq 10 \text{ 且 } I_n/I \leq \xi$$

### (2) 等效刚度

$$E_c I_{eq} = \frac{0.8 E_c I}{1 + \frac{9\mu I}{AH^2}} \quad (3-10)$$

式中  $I$ ——组合截面惯性矩；

$A$ ——各墙肢截面面积之和。

### (3) 墙肢截面内力

$$\left. \begin{aligned} \text{墙肢弯矩 } M_{wij} &= 0.85 M_{wi} \frac{I_j}{I} + 0.15 M_{wi} \frac{I_j}{\sum I_j} \\ \text{墙肢轴力 } N_{wij} &= 0.85 M_{wi} \frac{A_j y_j}{I} \\ \text{墙肢剪力 } V_{wij} &= \frac{V_{wi}}{2} \left( \frac{A_j}{\sum A_j} + \frac{I_j}{\sum I_j} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3-11)$$

式中  $M_{wi}$ 、 $V_{wi}$ ——分别为按整体悬臂墙计算所得的第  $i$  层的弯矩和剪力；

$I_j$ 、 $A_j$ ——分别为第  $j$  墙肢的截面惯性矩和截面面积；

$y_j$ ——第  $j$  墙肢截面形心至组合截面形心的距离。

当剪力墙多数墙肢基本均匀，又符合整体小开口墙的条件，但夹有个别细小墙肢时，由于细小墙肢会产生显著的局部弯曲，致使墙肢弯矩增大。此时作为近似，仍可按上述整体小开口墙计算内力，但小墙肢端部宜附加局部弯矩的修正：

$$\begin{cases} M_{wij} = M_{wij0} + \Delta M_{ij} \\ \Delta M_{ij} = V_{wij} h_0 / 2 \end{cases} \quad (3-12)$$

式中  $M_{wij0}$ 、 $V_{wij}$ ——分别为按整体小开口墙计算的第  $i$  层第  $j$  个细小墙肢的弯矩和剪力；

$\Delta M_{ij}$ ——由于小墙肢局部弯曲增加的弯矩；

$h_0$ ——细小墙肢洞口高度。

### (4) 连梁内力

$$\begin{cases} V_{bij} = N_{wij} - N_{w(i-1)j} \\ M_{bij} = \frac{1}{2} l_{bj0} V_{bij} \end{cases} \quad (3-13)$$

### (5) 顶点位移

整体小开口墙的顶点位移计算公式同式 (3-9)。

## 3. 联肢墙

### (1) 判别式

$$1 \leq \alpha < 10$$

### (2) 计算方法

当剪力墙由成列洞口划分为若干墙肢，各墙肢和连梁的刚度比较均匀时，可按联肢墙

的连续化方法进行内力 and 位移计算，计算方法详见有关参考文献。

### (3) 等效刚度

$$E_c I_{eq} = \begin{cases} \frac{E_c \sum I_j}{[1 + \tau(\psi_a - 1) + 4\gamma^2]} & (\text{均布荷载}) \\ \frac{E_c \sum I_j}{[1 + \tau(\psi_a - 1) + 3.64\gamma^2]} & (\text{倒三角形荷载}) \\ \frac{E_c \sum I_j}{[1 + \tau(\psi_a - 1) + 3\gamma^2]} & (\text{顶点集中荷载}) \end{cases} \quad (3-14)$$

$$\psi_a = \begin{cases} \frac{8}{\alpha^2} \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{\alpha^2} - \frac{1}{\alpha^2 \text{ch}\alpha} - \frac{\text{sh}\alpha}{\alpha \text{ch}\alpha} \right) & (\text{均布荷载}) \\ \frac{60}{11\alpha^2} \left( \frac{2}{3} + \frac{2\text{sh}\alpha}{\alpha^3 \text{ch}\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\alpha} - \frac{\text{sh}\alpha}{\alpha \text{ch}\alpha} \right) & (\text{倒三角形荷载}) \\ \frac{3}{\alpha^2} \left( 1 - \frac{\text{sh}\alpha}{\alpha \text{ch}\alpha} \right) & (\text{顶点集中荷载}) \end{cases} \quad (3-15)$$

式中  $\gamma$ ——墙肢剪切变形系数，按下式计算：

$$\gamma^2 = \frac{2.5\mu \sum_{j=1}^{m+1} I_j}{H^2 \sum_{j=1}^{m+1} A_j} \quad (3-16)$$

$\tau$ ——轴向变形影响系数，按下式计算

$$\tau = \alpha_1^2 / \alpha^2 \quad (3-17)$$

$\alpha_1$ ——考虑墙肢轴向变形的整体性系数，按下式计算：

$$\alpha_1^2 = \frac{6H \sum_{j=1}^{m+1} D_j}{h \sum_{j=1}^{m+1} I_j} \quad (3-18)$$

$D_j$ ——第  $j$  列连梁的刚度系数，按下式计算：

$$D_j = \frac{2I_{bj}a_j^2}{l_{bj}^3} \quad (3-19)$$

### (4) 内力计算

首先计算连梁的总约束弯矩  $m_i(\xi)$  和第  $i$  层第  $j$  列连梁的约束弯矩  $m_{ij}(\xi)$

$$m_i(\xi) = \Phi(\xi) \tau V_0 h \quad (3-20)$$

$$m_{ij}(\xi) = \eta_j M_i(\xi) \quad (3-21)$$

$$\Phi(\xi) = \begin{cases} -\frac{\text{ch}\alpha(1-\xi)}{\text{ch}\alpha} + \frac{\text{sh}\alpha\xi}{\alpha \text{ch}\alpha} + (1-\xi) & (\text{均布荷载}) \\ \left( \frac{2}{\alpha^2} - 1 \right) \left[ \frac{\text{ch}\alpha(1-\xi)}{\text{ch}\alpha} - 1 \right] + \frac{2}{\alpha} \frac{\text{sh}\alpha\xi}{\text{ch}\alpha} - \xi^2 & (\text{倒三角形荷载}) \\ \frac{\text{sh}\alpha}{\text{ch}\alpha} \text{sh}\alpha\xi - \text{ch}\alpha\xi + 1 & (\text{顶点集中荷载}) \end{cases} \quad (3-22)$$

$$\eta_j = \frac{D_j \varphi_j}{\sum_{j=1}^m D_j \varphi_j} \quad (3-23)$$

$$\varphi_j = \frac{1}{1+\alpha/4} \left[ 1 + 1.5\alpha \frac{r_j}{B} \left( 1 - \frac{r_j}{B} \right) \right] \quad (3-24)$$

式中  $\eta_j$ ——第  $j$  列连梁约束弯矩分配系数；

$D_j$ ——第  $j$  列连梁的刚度系数，按式 (3-19) 计算；

$r_j$ ——第  $j$  列连梁跨度中点到墙边的距离 (图 3-5)；

$B$ ——多肢墙的总宽度。

第  $i$  层第  $j$  列连梁的剪力和梁端弯矩分别为

$$\begin{cases} V_{bij} = m_{ij}(\xi) / a_j \\ M_{bij} = V_{bij} \frac{l_{bj}}{2} \end{cases} \quad (3-25)$$

墙肢内力包括墙肢的弯矩、剪力和轴力，分别按下列公式计算：

$$M_{wij} = -\frac{I_j}{\sum I_j} \left[ M_p(\xi) - \sum_i^n m_i(\xi) \right] \quad (3-26)$$

$$V_{wij} = \frac{I'_j}{\sum I'_j} V_p(\xi) \quad (3-27)$$

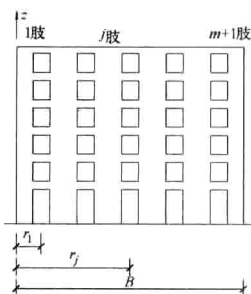


图 3-5 连梁位置

$$\begin{cases} N_{wi1} = \sum_i^n V_{bi1} \\ N_{wij} = \sum_i^n [V_{bij} - V_{bi(j-1)}] \\ N_{wi(m+1)} = \sum_{i=1}^n V_{bim} \end{cases} \quad (3-28)$$

式中  $I'_j$ ——第  $j$  墙肢考虑剪切变形后的折算惯性矩，当  $G = 0.4E$  时可按下式计算：

$$I'_j = \frac{I_j}{1 + \frac{30\mu I_j}{A_j h^2}} \quad (3-29)$$

$A_j$ 、 $I_j$ ——分别为第  $j$  墙肢的截面面积和惯性矩；

$h$ ——层高；

$M_p(\xi)$ 、 $V_p(\xi)$ ——第  $i$  层由外荷载所产生的弯矩和剪力。

(5) 顶点位移

联肢墙的顶点位移计算公式仍同式 (3-9)。

#### 4. 壁式框架

(1) 判别式

$$\alpha \geq 10 \quad \text{且} \quad I_n / I > \xi$$

(2) 侧移刚度、内力及位移计算

壁式框架的侧移刚度可采用  $D$  值法进行计算，但应考虑带刚域杆件的刚域影响。

带刚域框架梁柱轴线由剪力墙中连梁和墙肢的形心轴线决定，梁柱相交的节点区中，梁柱的弯曲刚度为无限大而形成刚域，如图 3-6 所示，刚域的长度可按下式计算：

$$\begin{cases} l_{b1} = a_1 - 0.25h_b, l_{b2} = a_2 - 0.25h_b \\ l_{c1} = c_1 - 0.25h_c, l_{c2} = c_2 - 0.25h_c \end{cases} \quad (3-30)$$

当按上式计算的刚域长度小于零时,应取为零,可不考虑刚域的影响。

带刚域杆件(图 3-7)考虑剪切变形后的杆端转动刚度系数可按下式计算:

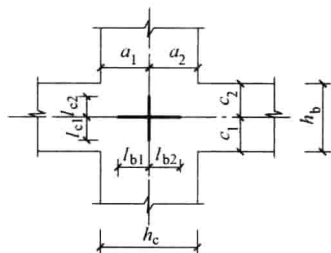


图 3-6 刚域长度取值示意图

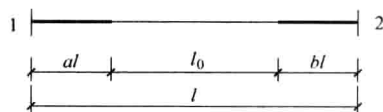


图 3-7 带刚域杆件

$$S_{12} = \frac{6EI_0}{l} \frac{1+a-b}{(1-a-b)^3(1+\beta)}$$

$$S_{21} = \frac{6EI_0}{l} \frac{1-a+b}{(1-a-b)^3(1+\beta)}$$

杆件的约束弯矩为

$$S = S_{12} + S_{21} = \frac{12EI_0}{l} \frac{1}{(1-a-b)^3(1+\beta)} \quad (3-31)$$

式中  $a$ 、 $b$ ——分别为刚域长度系数;

$\beta$ ——考虑杆件剪切变形影响的系数,当  $G=0.4E$  时按下式计算:

$$\beta = \frac{30\mu I_0}{Al_0^2} \quad (3-32)$$

$A$ 、 $I_0$ ——杆件中段的截面面积和惯性矩。

为简化计算,可将带刚域杆件用一个具有相同长度  $l$  的等截面受弯构件代替,使两者具有相同的转动刚度,可求得带刚域杆件的等效刚度

$$EI = EI_0 \eta_v \left( \frac{l}{l_0} \right)^3 \quad (3-33)$$

式中  $l_0$ ——杆件中段的长度;

$\eta_v$ ——考虑剪切变形的刚度折减系数,按下式确定:

$$\eta_v = \frac{1}{(1+\beta)} \quad (3-34)$$

将带刚域杆件转换为具有等效刚度的等截面杆件后,可按  $D$  值法计算带刚域柱的侧移刚度

$$D = \alpha_c \frac{12K_c}{h^2} \quad (3-35)$$

式中  $K_c$ ——考虑刚域和剪切变形影响后的柱线刚度,  $K_c = EI/h$ ;

$EI$ ——带刚域柱的等效刚度,按式(3-33)计算;

$h$ ——层高;

$\alpha_c$ ——柱侧移刚度修正系数,由梁柱刚度比按第 2 章表 2-2 所列公式计算;计算时梁柱均取其等效刚度,即将表 2-2 中  $i_1$ 、 $i_2$ 、 $i_3$  和  $i_4$  用  $K_1$ 、 $K_2$ 、 $K_3$  和  $K_4$  来代替,  $K_1$ 、 $K_2$ 、 $K_3$ 、 $K_4$  分别为上、下层带刚域梁按等效刚度计算的线

刚度。

### (3) 带刚域柱的反弯点高度比

带刚域柱(图 3-8)的反弯点高度比应按下式确定:

$$y = \alpha + \frac{h_0}{h} y_n + y_1 + y_2 + y_3 \quad (3-36)$$

式中  $h_0$ ——柱中段的高度;

$y_n$ ——标准反弯点高度比, 可根据框架总层数  $m$ 、所计算的楼层  $n$  及  $\bar{K}$  由表 2-3~表 2-5 查取;

$\bar{K}$ ——梁柱的线刚度比, 按下式确定:

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2i_c} \left( \frac{h_0}{h} \right)^2$$

$i_c$ ——不考虑刚域及剪切变形影响时柱的线刚度,  $i_c = \frac{EI_0}{h}$ ;

$y_1$ ——上、下层梁刚度变化时反弯点高度比的修正值, 根据  $\bar{K}$  及  $\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4}$  由表 2-6 查取;

$y_2$ 、 $y_3$ ——上、下层层高变化时反弯点高度比的修正值, 根据  $\bar{K}$  及  $\alpha_2 = \frac{h_{上}}{h}$  或  $\alpha_3 = \frac{h_{下}}{h}$  由表 2-7 查取。

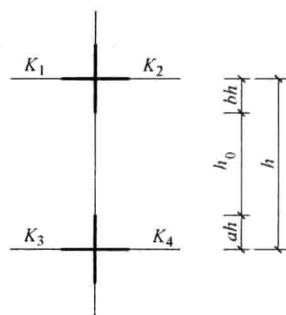


图 3-8 带刚域柱的反弯点位置

壁式框架在水平荷载作用下内力和位移计算的步骤与一般框架结构完全相同, 详见第 2 章。

### 3.2.4 剪力墙结构平面协同工作分析

#### 1. 基本假定

剪力墙结构是空间结构体系。在水平荷载作用下, 为简化计算, 作如下假定:

- (1) 楼盖在自身平面内的刚度为无限大, 而在其平面外的刚度很小, 可以忽略不计。
- (2) 各片剪力墙在其平面内的刚度较大, 忽略其平面外的刚度。
- (3) 水平荷载作用点与结构刚度中心重合, 结构不发生扭转。

根据上述假定, 可将纵、横两个方向的剪力墙分开, 把空间剪力墙结构简化为平面结构, 即将空间结构沿两个正交主轴划分为若干个平面抗侧力剪力墙, 每个方向的水平荷载由该方向的剪力墙承受, 垂直于水平荷载方向的各片剪力墙不参加工作。对于有斜交的剪力墙, 可近似地将其刚度转换到主轴方向再进行荷载的分配计算。为使计算结果更符合实际, 在计算剪力墙的内力和位移时, 可以考虑纵、横向剪力墙的共同工作, 纵墙(横墙)的一部分可以作为横墙(纵墙)的有效翼墙, 翼墙的有效长度, 每侧由墙面算起可取相邻剪力墙净间距的一半、至门窗洞口的墙长度及剪力墙总高度的 15% 三者的最小值。

当剪力墙各墙段错开距离  $a$  不大于实体连接墙厚度的 8 倍, 并且不大于 2.5m 时(图 3-9a), 整片墙可以作为整体平面剪力墙考虑; 计算所得的内力应乘以增大系数 1.2, 等效刚度应乘以折减系数 0.8。当折线形剪力墙的各墙段总转角不大于  $15^\circ$  时, 可按平面剪力墙考虑(图 3-9b)。除上述两种情况外, 对平面为折线形的剪力墙, 不应将连续折线形剪力墙作为平面剪力墙计算; 当将折线形(包括正交)剪力墙分为小段进行内力及位移计算时, 应考虑在剪力墙转角处的竖向变形协调。

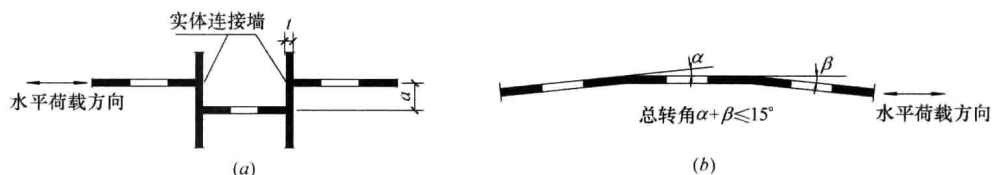


图 3-9 轴线错开剪力墙及折线形剪力墙

## 2. 剪力墙结构平面协同工作分析

前面将剪力墙分为整截面墙、整体小开口墙、联肢墙和壁式框架等。剪力墙结构房屋中可能包含其中几种或全部，故而在进行平面协同工作分析时应予以区别。为此，可将剪力墙分为两大类：第一类包括整截面墙、整体小开口墙和联肢墙；第二类为壁式框架。

当结构单元内只有第一类剪力墙时，各片剪力墙的协同工作计算简图如图 3-10 (a) 所示，可按下述方法进行剪力墙结构的内力 and 位移计算：

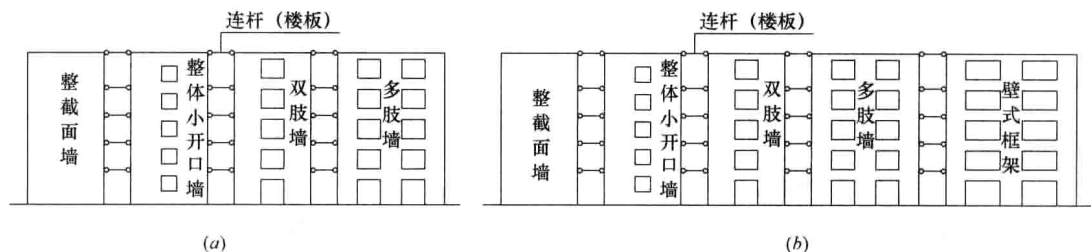


图 3-10 剪力墙结构平面协同工作计算简图

(1) 将作用在结构上的水平荷载划分均布荷载、倒三角形分布荷载或顶点集中荷载，或划分为这三种荷载的某种组合。

(2) 将结构单元内沿水平荷载作用方向的  $m$  片剪力墙合并为一竖向悬臂墙，其总刚度为  $m$  片剪力墙等效刚度之和，即  $E_c I_{eq} = \sum_{j=1}^m E_c I_{eq(j)}$ 。

(3) 计算水平荷载作用下竖向悬臂墙各楼层的总剪力  $V_i$  和总弯矩  $M_i$ ，并将它们分配到各片剪力墙上。第  $i$  层第  $j$  片剪力墙分配到的剪力  $V_{ij}$  可按式计算：

$$V_{ij} = \frac{E_c I_{eq(j)}}{E_c I_{eq}} V_i \quad (3-37)$$

$$M_{ij} = \frac{E_c I_{eq(j)}}{E_c I_{eq}} M_i \quad (3-38)$$

式中  $E_c I_{eq(j)}$ ——第  $j$  片剪力墙的等效刚度。

(4) 根据各片剪力墙的内力，进行每片剪力墙中各墙肢的内力分配。对整体小开口墙，按式 (3-11) 和式 (3-13) 计算每个墙肢和连梁的内力。对于联肢墙，应由式 (3-37) 所得到的沿高度分布的剪力图，按剪力图面积相等原则，简化为与剪力图相对应的荷载（如均布荷载、倒三角形分布荷载或顶点集中荷载），或简化为与剪力图相对应荷载的某种组合，然后再按式 (3-20)~式 (3-28) 计算各连梁和墙肢的内力。

(5) 按竖向悬臂墙计算水平荷载作用下各楼层标高 ( $\xi = z/H$ ) 处的侧移  $u(\xi)$

$$u(\xi) = \begin{cases} \frac{qH^4}{24E_c I_w} (6\xi^2 - 4\xi^3 + \xi^4) + \frac{\mu qH^2}{G_c A_w} (2\xi - \xi^2) & (\text{均布荷载}) \\ \frac{q_{\max} H^4}{120E_c I_w} (20\xi^2 - 10\xi^3 + \xi^5) + \frac{\mu q_{\max} H^2}{6G_c A_w} (3\xi - \xi^3) & (\text{倒三角形分布荷载}) \\ \frac{PH^3}{6E_c I_w} (3\xi^2 - \xi^3) + \frac{\mu PH}{G_c A_w} \xi & (\text{顶点集中荷载}) \end{cases} \quad (3-39)$$

式中  $E_c I_w$ 、 $G_c A_w$ ——分别为剪力墙截面弯曲刚度和剪切刚度，当沿剪力墙高度各层的数值不同时，可取其沿高度的加权平均值。

当结构单元内同时有第一、二类墙体，即既有整截面墙、整体小开口墙和联肢墙或其中的一种或两种，又有壁式框架时，各片剪力墙的协同工作计算简图如图 3-10 (b) 所示。此时先将水平荷载作用方向的所有第一类剪力墙合并为总剪力墙，将所有壁式框架合并为总框架，然后按照框架-剪力墙铰接体系结构分析方法，求出水平荷载作用下总剪力墙结构的内力和位移，其计算要点及步骤见第 4 章。

### 3.3 剪力墙截面设计

剪力墙通常可分为墙肢和连梁两类构件，设计时应分别计算出水平荷载和竖向荷载作用下的内力，经内力组合后，可进行截面设计。

#### 3.3.1 剪力墙截面设计

##### 1. 剪力墙内力组合和调整

##### (1) 剪力墙的弯矩和轴力组合

剪力墙为偏心受力构件，与柱的受力状态相似，故其弯矩和轴力设计值的组合方法与框架柱相同，见式 (2-25)~式 (2-28)。

##### (2) 剪力墙的剪力设计值

由于竖向荷载在剪力墙截面产生的剪力较小，故可只考虑由水平荷载所产生的剪力，即

$$\text{抗震设计时} \quad V = 1.3V_{Ek} \quad (3-40a)$$

$$\text{非抗震设计时} \quad V = 1.4V_{wk} \quad (3-40b)$$

式中  $V$ ——剪力墙组合的剪力设计值；

$V_{Ek}$ 、 $V_{wk}$ ——分别为由水平地震作用、风荷载产生的剪力墙剪力标准值。

##### (3) 剪力墙弯矩设计值的调整

##### 1) 剪力墙的加强部位

在水平地震作用下，通常剪力墙的底部截面弯矩最大，当钢筋屈服以后出现塑性铰，并随钢筋屈服的范围扩大而形成塑性铰区。塑性铰区是剪力最大的部位，斜裂缝常常在这个部位出现，抗震设计时，为保证剪力墙底部出现塑性铰后具有足够大的延性，应对可能出现塑性铰的部位加强抗震措施，包括提高其抗剪切破坏的能力，设置约束边缘构件等，该加强部位称为剪力墙的“底部加强部位”。

抗震设计时，剪力墙底部加强部位的高度，应从地下室顶板算起，底部加强部位的高度可取底部两层和墙体总高度的 1/10 二者的较大值；部分框支剪力墙结构，由于结构传



力路径复杂、内力变化较大,剪力墙底部加强范围亦增大,剪力墙(包括落地剪力墙和转换构件上部的剪力墙)底部加强部位的高度宜取至转换层以上两层且不宜小于房屋高度的1/10;当结构计算嵌固端位于地下一层底板或以下时,底部加强部位宜延伸到计算嵌固端。

## 2) 剪力墙内力设计值的调整

一级抗震等级的剪力墙,应按照设计意图控制塑性铰的出现部位,在其他部位则应保证不出现塑性铰,因此,对一级抗震等级的剪力墙,各截面的弯矩设计值应符合下列规定:

① 底部加强部位应按墙肢截面地震组合弯矩设计值采用。组合剪力设计值须调整,见下述有关规定。

② 其他部位的墙肢组合弯矩设计值和剪力设计值应乘以增大系数,弯矩增大系数为1.2,剪力增大系数可取为1.3。

对于双肢剪力墙,如果有一个墙肢出现小偏心受拉,该墙肢可能会出现水平通缝而失去抗剪能力,则由荷载产生的剪力将全部转移给另一个墙肢,导致其抗剪承载力不足,因此在双肢墙中墙肢不宜出现小偏心受拉。当墙肢出现大偏心受拉时,墙肢会出现裂缝,使其刚度降低,剪力将在两墙肢中进行重分配,此时,可将另一墙肢按弹性计算的弯矩设计值和剪力设计值乘以增大系数1.25,以提高其抗剪承载力。

抗震设计时,为了实现强剪弱弯的原则,剪力设计值应予以调整。为方便计算,一、二、三级剪力墙底部加强部位的剪力设计值由计算组合剪力值乘以增大系数,按一、二、三级的不同要求,增大系数不同;对9度一级抗震剪力墙,其底部加强部位要求用实际抗弯配筋计算的受弯承载力反算其设计剪力,比较符合实际情况。《高层规程》规定,底部加强部位剪力墙截面的剪力设计值,一、二、三级时应按式(3-41a)调整,9度一级剪力墙应按式(3-41b)调整;二、三级的其他部位及四级时可不调整。

$$V = \eta_{vw} V_w \quad (3-41a)$$

$$V = 1.1 \frac{M_{wua}}{M_w} V_w \quad (3-41b)$$

式中  $V$ ——底部加强部位剪力墙截面的剪力设计值;

$V_w$ ——底部加强部位剪力墙截面考虑地震作用组合的剪力计算值;

$M_{wua}$ ——剪力墙正截面抗震受弯承载力,应考虑承载力抗震调整系数 $\gamma_{RE}$ ,采用实配纵筋面积、材料强度标准值和组合的轴力设计值等计算,有翼墙时应计入墙两侧各一倍翼墙厚度范围内的纵向钢筋;

$M_w$ ——底部加强部位剪力墙底截面弯矩的组合计算值;

$\eta_{vw}$ ——剪力增大系数,一级为1.6,二级为1.4,三级为1.2。

## 2. 剪力墙的承载力计算

钢筋混凝土剪力墙应进行平面内的偏心受压或偏心受拉、平面外轴心受压承载力以及斜截面受剪承载力计算。在集中荷载作用下,墙内无暗柱时还应进行局部受压承载力计算。一般情况下主要验算剪力墙平面内的承载力,当平面外有较大弯矩时,还应验算平面外的受弯承载力。

### (1) 一般要求

剪力墙的名义剪应力值过高, 会在早期出现斜裂缝, 抗剪钢筋不能充分发挥作用, 即使配置很多的抗剪钢筋, 也会过早发生剪切破坏。为此剪力墙的厚度及混凝土强度等级除满足 3.1.3 所述的要求外, 为了限制剪力墙截面的最大名义剪应力值, 剪力墙的截面应符合下列要求:

永久、短暂设计状况

$$V \leq 0.25\beta_c f_c b_w h_{w0} \quad (3-42)$$

地震设计状况

$$\text{剪跨比 } \lambda \text{ 大于 } 2.5 \text{ 时} \quad V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b_w h_{w0}) \quad (3-43a)$$

$$\text{剪跨比 } \lambda \text{ 不大于 } 2.5 \text{ 时} \quad V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b_w h_{w0}) \quad (3-43b)$$

剪跨比可按下列式计算:

$$\lambda = M^c / (V^c h_{w0})$$

式中  $V$ ——剪力墙墙肢截面的剪力设计值; 应按式 (3-41a) 或式 (3-41b) 进行调整;

$b_w$ 、 $h_{w0}$ ——分别为剪力墙截面厚度和有效高度;

$\beta_c$ ——混凝土强度影响系数, 当混凝土强度等级不大于 C50 时取 1.0; C80 时取 0.8, C50 和 C80 之间时可按线性内插取用;

$\lambda$ ——剪跨比, 其中  $M^c$ 、 $V^c$  取同一组合的、未调整的墙肢截面弯矩、剪力设计值, 并取墙肢上下端截面计算的剪跨比的较大值。

(2) 正截面偏心受压承载力计算

矩形、T 形、工形偏心受压剪力墙墙肢的正截面受压承载力可按《混凝土结构设计规范》的有关规定计算, 也可按下列公式计算:

持久、短暂设计状况

$$N \leq A'_s f'_y - A_s \sigma_s - N_{sw} + N_c \quad (3-44)$$

$$N(e_0 + h_{w0} - h_w/2) \leq A'_s f'_y (h_{w0} - a'_s) - M_{sw} + M_c \quad (3-45)$$

当  $x > h'_f$  时

$$N_c = \alpha_1 f_c b_w x + \alpha_1 f_c (b'_f - b_w) h'_f \quad (3-46)$$

$$M_c = \alpha_1 f_c b_w x \left( h_{w0} - \frac{x}{2} \right) + \alpha_1 f_c (b'_f - b_w) h'_f \left( h_{w0} - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-47)$$

当  $x \leq h'_f$  时

$$N_c = \alpha_1 f_c b'_f x \quad (3-48)$$

$$M_c = \alpha_1 f_c b'_f x \left( h_{w0} - \frac{x}{2} \right) \quad (3-49)$$

当  $x \leq \xi_b h_{w0}$  时

$$\sigma_s = f_y \quad (3-50)$$

$$N_{sw} = (h_{w0} - 1.5x) b_w f_{yw} \rho_w \quad (3-51)$$

$$M_{sw} = \frac{1}{2} (h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w \quad (3-52)$$

当  $x > \xi_b h_{w0}$  时

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8} \left( \frac{x}{h_{w0}} - \beta_c \right) \quad (3-53)$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{sw}=0 \\ M_{sw}=0 \end{array} \right\} \quad (3-54)$$

$$\xi_b = \frac{\beta_c}{1 + \frac{f_y}{E_s \epsilon_{cu}}} \quad (3-55)$$

式中  $a'_s$ ——剪力墙受压区端部钢筋合力点到受压区边缘的距离，可取  $a'_s = b_w$ ；

$h'_f$ 、 $b'_f$ ——分别为 T 形或 I 形截面受压区翼缘的高度和宽度；

$e_0$ ——偏心距， $e_0 = M/N$ ；

$f_y$ 、 $f'_y$ ——分别为剪力墙端部受拉、受压钢筋强度设计值；

$f_{yw}$ ——剪力墙墙体竖向分布钢筋强度设计值；

$f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值；

$h_{w0}$ ——剪力墙截面有效高度， $h_{w0} = h_w - a'_s$ ；

$\rho_w$ ——剪力墙竖向分布钢筋配筋率；

$\xi_b$ ——界限相对受压区高度；

$\alpha_1$ ——受压区混凝土矩形应力图的应力与混凝土轴心抗压强度设计值的比值，混凝土强度等级不超过 C50 时取 1.0，C80 时取 0.94，C50 和 C80 之间时可按线性内插取值；

$\beta_c$ ——混凝土强度影响系数；

$\epsilon_{cu}$ ——混凝土极限压应变，应按现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定采用。

有地震作用效应组合时，式 (3-44) 及式 (3-45) 的右端均应除以承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$ ， $\gamma_{RE}$  取 0.85。

### (3) 正截面偏心受拉承载力计算

永久、短暂设计状况

$$N \leqslant \frac{1}{\frac{1}{N_{ou}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \quad (3-56)$$

地震设计状况时

$$N \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\frac{1}{N_{ou}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \right] \quad (3-57)$$

$$N_{ou} = 2A_s f_y + A_{sw} f_{yw} \quad (3-58)$$

$$M_{wu} = A_s f_y (h_{w0} - a'_s) + A_{sw} f_{yw} \frac{h_{w0} - a'_s}{2} \quad (3-59)$$

式中  $A_{sw}$ ——剪力墙竖向分布钢筋的截面面积；

其余符号意义同前。

### (4) 斜截面抗剪承载力计算

#### 1) 偏心受压剪力墙

在剪力墙设计时，通过构造措施防止发生剪拉破坏和斜压破坏，通过计算确定墙中的水平钢筋，防止发生剪切破坏。

对偏心受压构件，轴向压力有利于提高受剪承载力，但当压力增大到一定程度后，对抗剪的有利作用减小，因此对轴压力的取值应加以限制。

剪力墙在偏心受压时的斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

永久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.5 f_t b_w h_{w0} + 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \quad (3-60)$$

地震设计状况时

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.4 f_t b_w h_{w0} + 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \quad (3-61)$$

式中  $N$ ——剪力墙截面轴向压力设计值， $N$  大于  $0.2 f_c b_w h_w$  时取  $N$  等于  $0.2 f_c b_w h_w$ ；

$A$ ——剪力墙全截面面积；

$A_w$ ——T 形或 I 形截面剪力墙腹板的面积，矩形截面时应取  $A$ ；

$\lambda$ ——计算截面的剪跨比， $\lambda = M / (V h_{w0})$ ， $\lambda$  小于 1.5 时应取 1.5， $\lambda$  大于 2.2 时应取 2.2；计算截面与墙底之间的距离小于  $0.5 h_{w0}$  时， $\lambda$  应按距墙底  $0.5 h_{w0}$  处的弯矩值和剪力值计算；

$s$ ——剪力墙水平分布钢筋间距；

$f_t$ ——混凝土轴心抗拉强度设计值；

$f_{yh}$ ——水平分布钢筋抗拉强度设计值；

$A_{sh}$ ——同一截面剪力墙水平分布钢筋的全部截面面积。

## 2) 偏心受拉剪力墙

偏心受拉构件中，考虑了轴向拉力的不利影响，轴力项取负值。剪力墙在偏心受拉时的斜截面受剪承载力，应按下列公式计算：

永久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.5 f_t b_w h_{w0} - 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \quad (3-62)$$

当公式右边计算值小于  $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0}$  时，应取等于  $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0}$ 。

地震设计状况

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.4 f_t b_w h_{w0} - 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \quad (3-63)$$

当公式右边计算值小于  $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right)$  时，应取等于  $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right)$ 。

## (5) 施工缝的抗滑移计算

按一级抗震等级设计的剪力墙，要防止水平施工缝处发生滑移。考虑摩擦力的有利影响，验算水平施工缝处的竖向钢筋是否足以抵抗水平剪力。其受剪承载力应符合下列要求：

$$V_{wj} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6 f_y A_s + 0.8 N) \quad (3-64)$$

式中  $V_{wj}$ ——剪力墙水平施工缝处的剪力设计值；

$A_s$ ——水平施工缝处剪力墙腹板内竖向分布钢筋和边缘构件中的竖向钢筋总面积

(不包括两侧翼墙), 以及在墙体中有足够锚固长度的附加竖向插筋面积;  
 $f_y$ ——竖向钢筋抗拉强度设计值;  
 $N$ ——水平施工缝处考虑地震作用组合的轴向力设计值, 压力取正值, 拉力取负值。

式 (3-64) 可验算通过水平施工缝的竖向钢筋是否足以抵抗水平剪力, 如果所配置的端部和分布竖向钢筋不够, 则可设置附加插筋, 附加插筋在上、下层剪力墙中都要有足够的锚固长度。

### 3. 剪力墙轴压比限值

当偏心受压剪力墙轴力较大时, 截面受压区高度增大, 与钢筋混凝土柱相同, 其延性降低。研究表明, 剪力墙的边缘构件 (暗柱、明柱、翼柱) 由于横向钢筋的约束, 可改善混凝土的受压性能, 增大延性。为了保证地震作用下剪力墙具有足够的延性, 《高层规程》规定, 抗震设计时, 一、二、三级剪力墙墙肢在重力荷载代表值作用下的轴压比  $N/(f_c A_w)$  不宜超过表 3-4 的限值。为简化计算, 规程采用了重力荷载代表值作用下轴力设计值 (不考虑地震作用效应组合), 即考虑重力荷载分项系数后的最大轴力设计值, 计算剪力墙的名义轴压比。

延性系数不仅与轴压力有关, 而且还与截面的形状有关。在相同的轴压力作用下, 带翼缘的剪力墙延性较好, 一字形截面剪力墙最为不利, 上述规定没有区分工形、T 形及一字形截面, 因此, 设计时对一字形截面剪力墙墙肢应从严掌握其轴压比。

剪力墙轴压比限值 表 3-4

抗震等级	一级(9 度)	一级(7、8 度)	二级
轴压比限值	0.4	0.5	0.6

注: 墙肢轴压比是指重力荷载代表值作用下墙肢承受的轴压力设计值  $N$  与墙肢的全截面面积  $A_w$  和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值。

### 4. 剪力墙边缘构件

《高层规程》规定, 剪力墙两端和洞口两侧应设置边缘构件, 分为约束边缘构件和构造边缘构件。当一、二、三级剪力墙底层墙肢底截面的轴压比大于表 3-5 的规定值时, 应在底部加强部位及相邻的上一层设置约束边缘构件, 除上述所列部位外, 剪力墙应设置构造边缘构件; B 级高度高层建筑的剪力墙, 宜在约束边缘构件层与构造边缘构件层之间设置 1~2 层过渡层, 过渡层边缘构件的箍筋配置要求可低于约束边缘构件的要求, 但应高于构造边缘构件的要求。表 3-5 为可以不设约束边缘构件的剪力墙的最大轴压比。

剪力墙可不设约束边缘构件的最大轴压比 表 3-5

抗震等级	一级(9 度)	一级(6、7、8 度)	二、三级
轴压比限值	0.1	0.2	0.3

#### (1) 剪力墙约束边缘构件的设计

剪力墙的约束边缘构件可为暗柱、端柱和翼墙 (图 3-11), 约束边缘构件沿墙肢的长度  $l_c$  和箍筋配箍特征值  $\lambda_v$  应符合表 3-6 的要求, 其体积配箍率  $\rho_v$  应按下式计算:

$$\rho_v \geq \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (3-65)$$

式中  $\rho_v$ ——箍筋体积配箍率，可计入箍筋、拉筋以及符合构造要求的水平分布钢筋，计入的水平分布钢筋的体积配箍率不应大于总体积配箍率的 30%；

$\lambda_v$ ——约束边缘构件配箍特征值；

$f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值，混凝土强度等级低于 C35 时，应取 C35 的混凝土轴心抗压强度设计值；

$f_{yv}$ ——箍筋、拉筋或水平分布钢筋的抗拉强度设计值。

约束边缘构件沿墙肢的长度  $l_c$  及其配箍特征值  $\lambda_v$

表 3-6

项 目	一级(9 度)		一级(6、7、8 度)		二、三级	
	$\mu_N \leq 0.2$	$\mu_N > 0.2$	$\mu_N \leq 0.3$	$\mu_N > 0.3$	$\mu_N \leq 0.4$	$\mu_N > 0.4$
$l_c$ (暗柱)	$0.20h_w$	$0.25h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$
$l_c$ (翼墙或端柱)	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$
$\lambda_v$	0.12	0.20	0.12	0.20	0.12	0.20

注：1.  $\mu_N$ 为墙肢在重力荷载代表值作用下的轴压比， $h_w$ 为墙肢的长度；  
 2. 剪力墙的翼墙长度小于翼墙厚度的 3 倍或端柱截面边长小于 2 倍墙厚时，按无翼墙、无端柱查表；  
 3.  $l_c$ 为约束边缘构件沿墙肢的长度（图 3-11）。对暗柱不应小于墙厚和 400mm 的较大值；有翼墙或端柱时，不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加 300mm。

剪力墙约束边缘构件阴影部分（图 3-11）的竖向钢筋除应满足正截面受压（受拉）承载力计算要求外，其配筋率一、二、三级时分别不应小于 1.2%、1.0%和 1.0%，并分别不应少于 8 $\phi$ 16、6 $\phi$ 16 和 6 $\phi$ 14 的钢筋；约束边缘构件内箍筋或拉筋沿竖向的间距，一级不宜大于 100mm，二、三级不宜大于 150mm；箍筋、拉筋沿水平方向的肢距不宜大于 300mm，不应大于竖向钢筋间距的 2 倍。

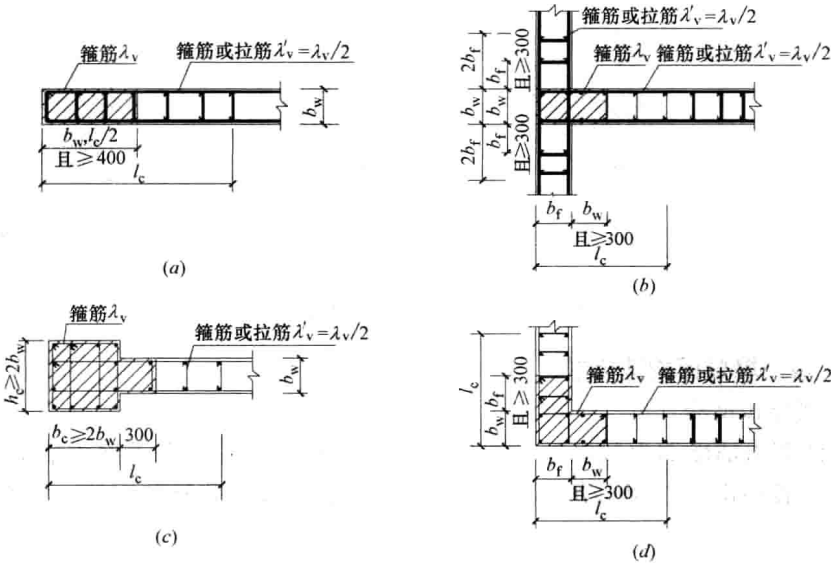


图 3-11 剪力墙的约束边缘构件

对于十字形截面剪力墙，可按两片墙分别在墙端部设置边缘约束构件，交叉部位只按构造要求配置暗柱。

(2) 剪力墙构造边缘构件的设计

剪力墙构造边缘构件按构造要求设置。剪力墙构造边缘构件的范围宜按图 3-12 中阴影部分采用，其最小配筋应满足表 3-7 的规定；竖向配筋应满足正截面受压（受拉）承载力的要求；当端柱承受集中荷载时，其竖向钢筋、箍筋直径和间距应满足框架柱的相应要求；箍筋、拉筋沿水平方向的肢距不宜大于 300mm，不应大于竖向钢筋间距的 2 倍。非抗震设计的剪力墙，墙肢端部应配置不少于 4 $\phi$ 12 的纵向钢筋，箍筋直径不应小于 6mm、间距不宜大于 250mm。

抗震设计时，对于连体结构、错层结构以及 B 级高度高层建筑结构中的剪力墙，其构造边缘构件的最小配筋应符合：竖向钢筋最小量应比表 3-7 中的数值提高 0.001 $A_c$  采用；箍筋的配筋范围宜取图 3-12 中阴影部分，其配箍特征值  $\lambda_v$  不宜小于 0.1。

剪力墙构造边缘构件的配筋要求 表 3-7

抗震等级	底部加强部位			其他部位		
	竖向钢筋最小量 (取较大值)	箍 筋		竖向钢筋最小量 (取较大值)	拉 筋	
		最小直径 (mm)	沿竖向最大 间距(mm)		最小直径 (mm)	沿竖向最大 间距(mm)
一级	0.010 $A_c$ , 6 $\phi$ 16	8	100	0.008 $A_c$ , 6 $\phi$ 14	8	150
二级	0.008 $A_c$ , 6 $\phi$ 14	8	150	0.006 $A_c$ , 6 $\phi$ 12	8	200
三级	0.006 $A_c$ , 6 $\phi$ 12	6	150	0.005 $A_c$ , 4 $\phi$ 12	6	200
四级	0.005 $A_c$ , 4 $\phi$ 12	6	200	0.004 $A_c$ , 4 $\phi$ 12	6	250

注：1.  $A_c$  为构造边缘构件的截面面积，即图 3-12 剪力墙截面的阴影部分；  
 2. 符号  $\phi$  表示钢筋直径；  
 3. 其他部位的转角处宜采用箍筋。

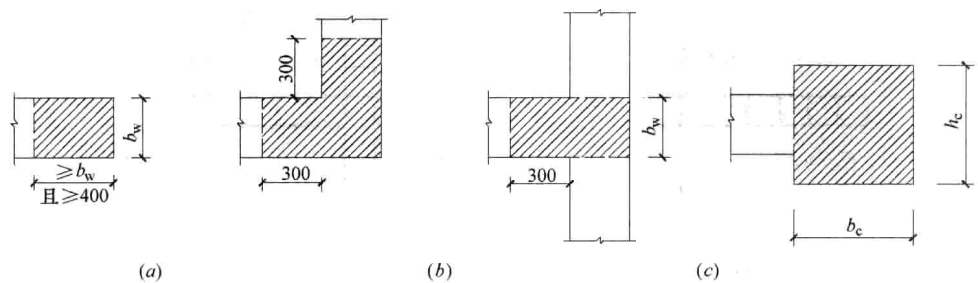


图 3-12 剪力墙的构造边缘构件

### 3.3.2 剪力墙截面构造要求

#### 1. 剪力墙分布钢筋

为了保证剪力墙能够有效抵抗平面外的各种作用，同时，由于剪力墙的厚度较大，为防止混凝土表面出现收缩裂缝，高层剪力墙中竖向和水平分布钢筋，不应采用单排配筋。

分布钢筋的配筋方式 表 3-8

截面厚度	配筋方式
$b_w \leq 400\text{mm}$	双排配筋
$400\text{mm} < b_w \leq 700\text{mm}$	三排配筋
$b_w > 700\text{mm}$	四排配筋

剪力墙宜采用的分布钢筋方式见表 3-8。当剪力墙厚度  $b_w$  大于 400mm 时，如仅采用双排配筋，形成中间大面积的素混凝土会使剪力墙截面应力分布不均匀，故宜采用三排或四排配筋，受力钢筋可均匀分布成数排，或靠墙面的配筋略大。

各排分布钢筋之间的拉结筋间距不应大于 600mm，直径不宜小于 6mm；在底部加强部位，约束边缘构件以外的拉结筋间距尚应适当加密。

2. 剪力墙分布钢筋的最小配筋率

剪力墙截面分布钢筋的配筋率按下式计算：

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s} \tag{3-66}$$

式中  $A_{sw}$ ——间距  $s$  范围内配置在同一截面内的竖向或水平分布钢筋各肢总面积。

为了防止剪力墙在受弯裂缝出现后立即达到极限抗弯承载力，同时，为了防止斜裂缝出现后发生脆性破坏，其竖向和水平分布钢筋应满足表 3-9 的要求。对墙体受力不利和受温度影响较大的部位，主要包括房屋的顶层墙、长矩形平面房屋的楼电梯间、纵向剪力墙端开间、山墙和纵墙的端开间等温度应力较大的部位，应适当增大其分布钢筋的配筋量，以抵抗温度应力的不利影响。

剪力墙分布钢筋最小配筋率 表 3-9

类型	抗震等级	最小配筋率	最大间距	最小直径
剪力墙	一、二、三级	0.25%	300mm	8mm
	四级、非抗震	0.20%	300mm	8mm
(1)房屋顶层剪力墙 (2)长矩形平面房屋的楼、电梯间剪力墙 (3)端开间纵向剪力墙 (4)端山墙	抗震与非抗震	0.25%	200mm	8mm

为了保证分布钢筋具有可靠的混凝土握裹力，剪力墙竖向、水平分布钢筋的直径不宜大于墙肢截面厚度的 1/10，如果要求的分布钢筋直径过大，则应加大墙肢截面的厚度。

对短肢剪力墙，《高层规程》规定，其全部竖向钢筋的配筋率，底部加强部位一、二级不宜小于 1.2%，三、四级不宜小于 1.0%；其他部位一、二级不宜小于 1.0%，三、四级不宜小于 0.8%。

3. 钢筋的连接和锚固

非抗震设计时，剪力墙要求的钢筋锚固长度为  $l_a$ ；抗震设计时，剪力墙要求的钢筋锚固长度为  $l_{aE}$ 。

剪力墙竖向及水平分布钢筋的搭接连接如图 3-13 所示，一级、二级抗震等级剪力墙的加强部位，接头位置应错开，同一截面连接的钢筋数量不宜超过总数量的 50%，错开的净距不宜小于 500mm；其他情况剪力墙的钢筋可在同一截面连接。非抗震设计时，分布钢筋的搭接长度不应小于  $1.2l_a$ ；抗震设计时不应小于  $1.2l_{aE}$ 。

暗柱及端柱内纵向钢筋接头要求与框架柱相同。

3.3.3 连梁截面设计和构造要求

《高层规程》规定，剪力墙开洞形成的跨高比小于 5

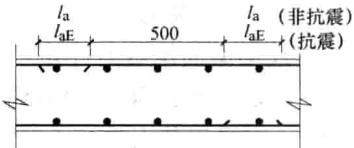


图 3-13 墙内分布钢筋的连接



的连梁，竖向荷载作用下的弯矩所占比例较小，水平荷载作用下产生的反弯使其对剪切变形十分敏感，容易出现剪切裂缝。为此对剪力墙开洞形成的跨高比小于5的连梁，应按本节的方法计算，否则宜按框架梁进行设计。

### 1. 连梁截面尺寸

连梁对剪力墙结构的抗震性能有较大影响，若连梁截面的平均剪应力过大，箍筋就不能充分发挥作用，连梁就会发生剪切破坏，尤其是连梁跨高比较小的情况。为限制连梁截面的平均剪应力，《高层规程》规定，连梁截面尺寸应符合下列要求：

永久、短暂设计状况

$$V_b \leq 0.25\beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (3-67)$$

地震设计状况

$$\text{跨高比大于2.5时} \quad V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b_b h_{b0}) \quad (3-68)$$

$$\text{跨高比不大于2.5时} \quad V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b_b h_{b0}) \quad (3-69)$$

式中  $V_b$ ——调整后的连梁截面剪力设计值；

$b_b$ 、 $h_{b0}$ ——分别为连梁截面宽度和有效高度。

### 2. 连梁剪力设计值的调整

为了实现梁的强剪弱弯，推迟剪切破坏，提高其延性，应将连梁的剪力设计值进行调整，即将连梁的剪力设计值乘以增大系数。

无地震作用效应组合，以及有地震作用组合的四级抗震等级时，应取考虑水平风荷载或水平地震作用效应组合的剪力设计值。

有地震作用组合的一、二、三级抗震等级时，连梁的剪力设计值应按下式进行调整：

$$V_b = \eta_{vb} \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (3-70)$$

9度设防时要求用连梁实际抗弯配筋反算该增大系数，按下式进行计算：

$$V_b = 1.1(M_{bua}^l + M_{bua}^r)/l_n + V_{Gb} \quad (3-71)$$

式中  $l_n$ ——连梁的净跨；

$V_{Gb}$ ——在重力荷载代表值作用下按简支梁计算的梁端截面剪力设计值；

$M_b^l$ 、 $M_b^r$ ——分别为梁左、右端截面顺时针或逆时针方向考虑地震作用组合的弯矩设计值，对一级抗震等级且两端均为负弯矩时，绝对值较小一端的弯矩应取为零；

$M_{bua}^l$ 、 $M_{bua}^r$ ——分别为梁左、右端顺时针或逆时针方向实配的受弯承载力所对应的弯矩值，应按实配钢筋面积（计入受压钢筋）和材料强度标准值考虑承载力抗震调整系数计算； $\eta_{vb}$ 为连梁剪力增大系数，一级为1.3，二级为1.2，三级为1.1。

### 3. 连梁截面承载力计算

连梁截面承载力计算包括正截面受弯及斜截面受剪承载力计算两部分。

#### (1) 连梁正截面受弯承载力

连梁的正截面受弯承载力可按一般受弯构件的要求计算。由于连梁通常都采用对称配

筋 ( $A_s=A'_s$ ), 故永久、短暂设计状况时, 其正截面受弯承载力可按式计算:

$$M\leqslant f_y A_s (h_{b0}-a'_s) \tag{3-72}$$

式中  $A_s$ ——连梁纵向受力钢筋截面面积;

$h_{b0}$ ——连梁截面有效高度;

$a'_s$ ——受压区纵向钢筋合力点至受压边缘的距离。

地震设计状况时, 仍按式 (3-72) 计算, 但其右端应除以承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$ 。

(2) 连梁斜截面受剪承载力计算

连梁的斜截面受剪承载力应按下列公式计算:

永久、短暂设计状况

$$V_b\leqslant 0.7 f_t b_b h_{b0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \tag{3-73}$$

地震设计状况

$$\text{跨高比大于} 2.5 \text{ 时} \quad V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.42 f_t b_b h_{b0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \tag{3-74}$$

$$\text{跨高比不大于} 2.5 \text{ 时} \quad V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.38 f_t b_b h_{b0} + 0.9 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \tag{3-75}$$

式中  $V_b$ ——调整后的连梁截面剪力设计值。

当连梁不满足式 (3-67)~式 (3-69) 或式 (3-73)~式 (3-75) 的要求, 可作如下处理: 减小连梁截面高度, 或采取其他减小连梁刚度的措施; 对连梁的弯矩设计值进行塑性调幅, 以降低其剪力设计值; 当连梁破坏对承受竖向荷载无明显影响时, 可按独立墙肢的计算简图进行第二次多遇地震作用下的结构内力分析, 墙肢截面应按两次计算所得的较大内力进行配筋设计; 采用斜向交叉配筋方式配筋。

4. 连梁的构造要求

为了防止连梁的受弯钢筋配置过多而发生剪切破坏, 需要限制连梁的最小和最大配筋率。《高层规程》规定, 跨高比 ( $l/h_b$ ) 不大于 1.5 的连梁, 非抗震设计时, 其纵向钢筋的最小配筋率可取为 0.2%, 抗震设计时, 其纵向钢筋的最小配筋率宜符合表 3-10 的要求; 跨高比大于 1.5 的连梁, 其纵向钢筋的最小配筋率可按框架梁的要求采用。剪力墙结构连梁中, 非抗震设计时, 顶面及底面单侧纵向钢筋的最大配筋率不宜大于 2.5%; 抗震设计时, 连梁顶面及底面单侧纵向钢筋的最大配筋率宜符合表 3-11 的要求。如不满足, 则应按实配钢筋进行连梁强剪弱弯的验算; 跨高比超过 2.5 的连梁, 其最大配筋率限值可按一般框架梁采用, 即不宜大于 2.5%。

跨高比不大于 1.5 的连梁纵向钢筋的最小配筋率 (%)

表 3-10

跨高比	最小配筋率(采用较大值)
$l/h_b \leqslant 0.5$	$0.20, 45 f_t / f_y$
$0.5 < l/h_b \leqslant 1.5$	$0.25, 55 f_t / f_y$

连梁纵向钢筋的最大配筋率 (%)

表 3-11

跨高比	最大配筋率
$l/h_b \leqslant 1.0$	0.6
$1.0 < l/h_b \leqslant 2.0$	1.2
$2.0 < l/h_b \leqslant 2.5$	1.5

一般连梁的跨高比都较小,容易出现剪切斜裂缝,为防止斜裂缝出现后的脆性破坏,除了减小其名义剪应力并加大其箍筋配置外,还可通过一些特殊的构造要求来保证,如钢筋锚固、箍筋加密区范围、腰筋配置等。因此,《高层规程》规定连梁的配筋构造(图 3-14)应符合下列要求:

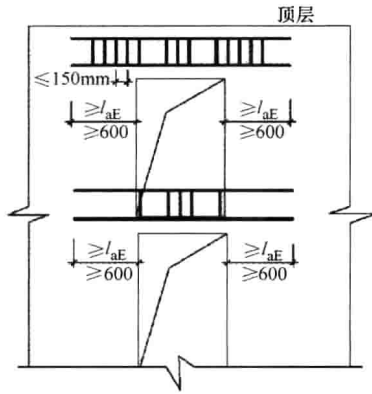


图 3-14 连梁配筋构造

(1) 连梁顶面、底面纵向受力钢筋伸入墙内的锚固长度,抗震设计时不应小于  $l_{aE}$ ,非抗震设计时不应小于  $l_a$ ,且伸入墙内长度不应小于 600mm。 $l_a$  为钢筋的锚固长度。

(2) 一、二级抗震等级剪力墙,当跨高比不大于 2,且墙厚不小于 200mm 的连梁,除普通箍筋外宜另设斜向交叉构造钢筋。

(3) 抗震设计时,沿连梁全长箍筋的构造应按框架梁端加密区箍筋构造要求采用,非抗震设计时,沿连梁全长箍筋直径不应小于 6mm,间距不大于 150mm。

(4) 顶层连梁纵向水平钢筋伸入墙肢的长度范围内应配置箍筋,箍筋间距不大于 150mm,直径与该连梁的箍筋直径相同。

(5) 连梁高度范围内墙体水平分布钢筋应在连梁范围内拉通作为连梁的腰筋;当连梁截面高度大于 700mm 时,其两侧面腰筋的直径不应小于 8mm,间距不应大于 200mm;对跨高比不大于 2.5 的连梁,梁两侧的纵向构造钢筋(腰筋)的面积配筋率不低于 0.30%。

### 5. 剪力墙和连梁开洞时的构造要求

剪力墙开小洞口和连梁开洞应符合下列要求:

(1) 剪力墙开有边长小于 800mm 的小洞口且在结构整体计算中不考虑其影响时,应在洞口上、下和左、右配置补强钢筋,补强钢筋的直径不应小于 12mm,截面面积应分别不小于被截断的水平分布钢筋和竖向分布钢筋的面积(图 3-15a)。

(2) 穿过连梁的管道宜预埋套管,洞口上、下的截面有效高度不宜小于梁高的 1/3,且不宜小于 200mm;被洞口削弱的截面应进行承载力计算,洞口处应配置补强纵向钢筋和箍筋(图 3-15b),补强纵向钢筋的直径不应小于 12mm。

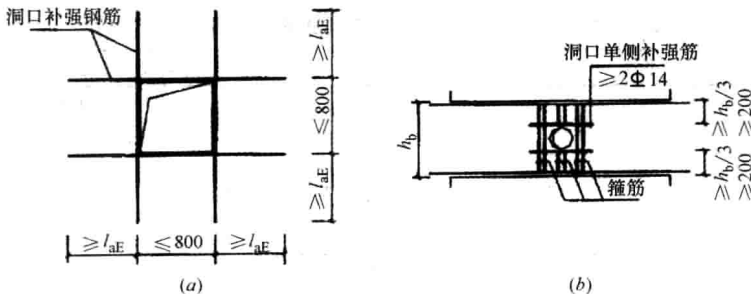


图 3-15 洞口补强配筋示意

### 3.4 剪力墙结构房屋设计要点及步骤

#### 3.4.1 结构布置及计算简图

剪力墙结构房屋的总体布置原则、楼面体系选择以及基础选型等见 1.2 节。剪力墙布置的具体要求、剪力墙厚度和混凝土强度等级的确定等见 3.1 节。

在水平荷载作用下,剪力墙结构平面协同工作分析简图与结构体系内包含的剪力墙类别有关,详见 3.2.4 节。剪力墙结构房屋一般设有地下室,上部结构的固定端宜取层间刚度不小于其上一结构层刚度 3 倍的地下室顶面,否则宜取在基础顶面。

#### 3.4.2 重力荷载及水平荷载计算

##### 1. 重力荷载计算

剪力墙结构的重力荷载包括楼面及屋面荷载、墙体及门窗等重力荷载。楼面及屋面荷载计算方法与框架结构房屋相同,见 2.2.1 节。墙体包括承重的钢筋混凝土墙和轻质隔墙,应分别按各自的厚度及材料重度标准值计算,其两侧的粉刷层(或贴面)重量应计入墙自重内。

##### 2. 风荷载计算

垂直于建筑物表面上的风荷载标准值按式(1-3)计算。对于特别重要和有特殊要求的高层剪力墙结构房屋,承载力设计时应按基本风压的 1.1 倍采用。

将由式(1-3)所得风荷载乘以房屋各层受风面宽度可得沿房屋高度的分布风荷载(kN/m),如图 3-16(a)所示;然后按静力等效原理将其换算为作用于各楼层标高处的集中荷载  $F_i$  (kN),如图 3-16(b)所示。为便于利用现有公式计算内力与位移,可将作用于各楼层的风荷载折算为倒三角形分布荷载(图 3-16c)和均布荷载(图 3-16d)之叠加。根据折算前、后结构底部弯矩和底部剪力分别相等的条件得

$$\begin{aligned} q_{\max} H^2/3 + qH^2/2 &= M_0 \\ (q_{\max}/2 + q)H &= V_0 \end{aligned}$$

联立求解上列方程组,则得

$$\begin{cases} q_{\max} = \frac{12M_0}{H^2} - \frac{6V_0}{H} \\ q = \frac{4V_0}{H} - \frac{6M_0}{H^2} \end{cases} \quad (3-76)$$

式中  $M_0$ 、 $V_0$ ——分别为风荷载(图 3-16b)产生的底部弯矩和底部剪力,即

$$M_0 = \sum_{i=1}^n F_i H_i, \quad V_0 = \sum_{i=1}^n F_i。$$

当按式(3-76)所计算的均布荷载较小或为负值时,可按式(3-76a)直接将水平风荷载等效为倒三角形分布荷载:

$$q_{\max} = \frac{3M_0}{H^2} \quad (3-76a)$$

##### 3. 水平地震作用计算

##### (1) 重力荷载代表值计算

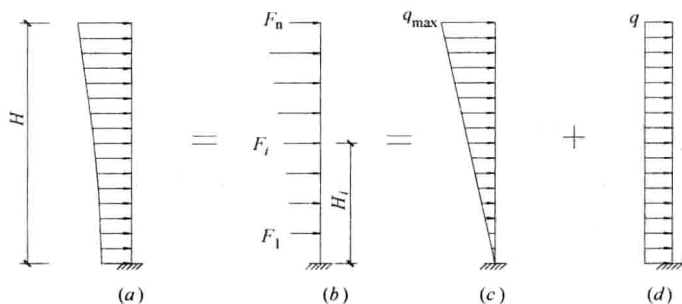


图 3-16 风荷载的折算

剪力墙结构房屋的抗震计算单元、动力计算简图和重力荷载代表值计算等，与框架结构房屋相同，可参见 2.2.3 节。

## (2) 剪力墙刚度计算

先按 3.2.2 节所述方法判别剪力墙的分类。对于整截面墙，按式 (3-6) 计算其等效刚度。当各层剪力墙的厚度或混凝土强度等级不同时，式中  $E_c$ 、 $I_w$ 、 $A_w$  应取沿高度的加权平均值。同样，按式 (3-10) 计算整体小开口墙的等效刚度时，式中  $E_c$ 、 $I$ 、 $A$  也应沿高度取加权平均值，但只考虑带洞部分墙，不计无洞部分墙的作用。对于联肢墙，为简化计算，其等效刚度统一按倒三角形分布荷载的相应公式 (式 3-14 的第二式) 计算。

结构单元内所有整截面墙、整体小开口墙和联肢墙的等效刚度之和为总剪力墙的等效刚度，即

$$E_c I_{eq} = \sum E_c I_{eq(j)} \quad (3-77)$$

式中  $(E_c I_{eq})_j$ ——一片剪力墙的等效刚度，分别按式 (3-6)、式 (3-10) 和式 (3-14) 计算。

对壁式框架，按式 (3-35) 计算出第  $i$  层  $j$  柱的侧移刚度  $D_{ij}$  后，再按第 4 章式 (4-3) 计算总框架的层间剪切刚度  $C_{fi}$ ，进而按式 (4-4) 计算总框架的剪切刚度  $C_f$ 。

## (3) 结构基本自振周期计算

剪力墙结构房屋的基本自振周期  $T_1$  可按式 (2-4) 计算，式中  $\varphi_T$  取 1.0。当结构单元内只有整截面墙、整体小开口墙和联肢墙时，式 (2-4) 中的结构顶点假想位移  $u_T$  可按下列式计算：

$$u_T = \frac{qH^4}{8E_c I_{eq}} \quad (3-78)$$

式中， $q = \sum G_i / H$ ，其中  $G_i$  为集中在各层楼面处的重力荷载代表值， $H$  为主体结构的计算高度。

当结构单元内既有整截面墙、整体小开口墙和联肢墙，又有壁式框架时，式 (2-4) 中的  $u_T$  应按式 (4-43) 计算。

## (4) 水平地震作用计算

当剪力墙结构房屋的高度不超过 40m，质量和刚度沿高度分布比较均匀时，其水平地震作用可用底部剪力法计算。结构总水平地震作用可按式 (1-21) 计算，各质点的水平地震作用可按式 (1-22) 计算。

对于带屋面突出间的房屋，突出间宜作为单独质点考虑，其水平地震作用仍按式

(1-22)计算,其中顶部附加水平地震作用应加在主体结构的顶部,如图 3-17 (a) 所示。

剪力墙结构内力与位移计算时,应将沿房屋高度实际分布的水平地震作用转化为典型水平荷载。可先将突出间的水平地震作用折算为作用于主体结构顶部的集中力  $F_e$  和集中力矩  $M_1$ :

$$\begin{cases} F_e = F_{n+1} + F_{n+2} \\ M_1 = F_{n+1}h_1 + F_{n+2}(h_1 + h_2) \end{cases} \quad (3-79)$$

再按照结构底部弯矩和底部剪力分别相等的条件,将原水平地震作用(图 3-17b)折算为倒三角形分布荷载(图 3-17c)和顶点集中荷载(图 3-17d)之和,即

$$\begin{cases} q_{\max}H^2/3 + FH = (F_e + \Delta F_n)H + M_0 + M_1 \\ q_{\max}H/2 + F = F_e + \Delta F_n + V_0(h_1 + h_2) \end{cases} \quad (3-80)$$

求解上列方程组可得

$$\begin{cases} q_{\max} = 6(V_0H - M_0 - M_1)/H^2 \\ F = 3(M_0 + M_1)/H + (F_e + \Delta F_n) - 2V_0 \end{cases} \quad (3-81)$$

式中  $M_0$ 、 $V_0$ ——折算前主体结构的水平地震作用产生的底部弯矩和底部剪力,按下式计算:

$$M_0 = \sum_{i=1}^n F_i H_i, V_0 = \sum_{i=1}^n F_i$$

当房屋顶部无突出间时,在式(3-81)中令  $F_e = 0$ 、 $M_1 = 0$  即可得相应的表达式。

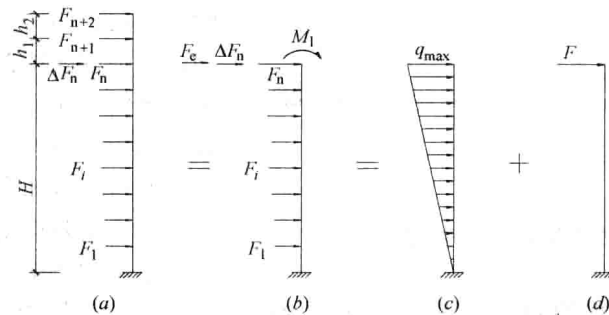


图 3-17 水平地震作用计算

### 3.4.3 水平荷载作用下剪力墙结构内力与位移计算

#### 1. 位移计算及验算

在风荷载及多遇地震作用下,剪力墙结构应处于弹性状态并且有足够的刚度,避免产生过大的位移而影响结构的承载力、稳定性和使用条件。

位移验算一般宜在结构内力计算之前进行,以减少因构件刚度不合适而进行的重复计算。应分别进行风荷载和多遇地震作用下的位移计算;剪力墙结构房屋的层间位移应满足式(1-32)的要求,当不满足时应调整构件截面尺寸或混凝土强度等级,并重新验算直至满足为止。

当结构单元内只有第一类剪力墙时,可按式(3-39)计算各楼层标高处的侧移;当同时有第一、二类剪力墙时,应按第4章式(4-15)、式(4-20)或式(4-25)计算侧移。计算风荷载产生的侧移时,应取倒三角形分布荷载与均布荷载所产生的侧移之和(图3-16),相应的荷载值  $q_{\max}$  和  $q$  按式(3-76)计算;计算水平地震作用产生的侧移时,应取倒三角

形分布荷载与顶点集中荷载（图 3-17）所产生的侧移之和，相应的荷载值  $q_{\max}$  和  $F$  按式 (3-81) 计算。

对于一般高层建筑结构，层间位移可按楼层的水平位移差计算，故第  $i$  层的层间弹性位移  $\Delta u_e$  可表示为

$$\Delta u_e = u_i - u_{i-1} \quad (3-82)$$

式中  $u_i$ 、 $u_{i-1}$ ——分别为第  $i$  层和  $i-1$  层标高处的侧移。

## 2. 内力计算

应分别进行风荷载和水平地震作用下剪力墙结构的内力计算。

当结构单元内仅有第一类剪力墙时，应按竖向悬臂墙计算风荷载或水平地震作用下各楼层的总剪力  $V_i$  和总弯矩  $M_i$ ，并按式 (3-37) 和式 (3-38) 将总剪力  $V_i$  和总弯矩  $M_i$  分配给每片剪力墙；对于整体小开口墙和联肢墙，还应计算每个墙肢以及连梁的内力。

当结构单元内同时有第一、二类剪力墙时，应按框架-剪力墙结构体系的分析方法计算结构内力，其计算要点及步骤见第 4 章。

### 3.4.4 竖向荷载作用下剪力墙结构内力计算

竖向荷载作用下，一般取平面计算简图进行内力分析，不考虑结构单元内各片剪力墙

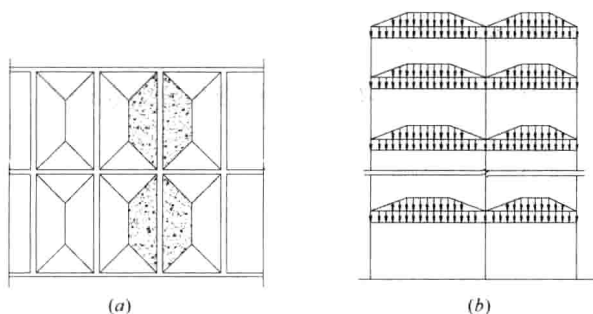


图 3-18 剪力墙的竖向荷载作用

之间的协同工作。每片剪力墙承受的竖向荷载为该片墙负载范围内的永久荷载和可变荷载。当为装配式楼盖时，各层楼面传给剪力墙的为均布荷载；当为现浇楼盖时，各层楼面传给剪力墙的可能为三角形或梯形分布荷载以及集中荷载，如图 3-18 所示。剪力墙自重按均布荷载计算。

竖向荷载作用下剪力墙内力的计算，不考虑结构的连续性，可近似地认为各片剪力墙只承受轴向力，其弯矩和剪力等于零。各片剪力墙承受的轴力由墙体自重和楼板传来的荷载两部分组成，其中楼板传来的荷载可近似地按其受荷面积进行分配。各墙肢承受的轴力以洞口中线作为荷载分界线，计算墙自重重力荷载时应扣除门洞部分。

### 3.4.5 内力组合和内力设计值的调整

剪力墙结构房屋的抗震等级，应根据设防烈度、房屋高度等因素按表 2-9 确定。

#### 1. 剪力墙内力组合

剪力墙为偏心受力构件，与柱的受力状态相似，其弯矩和轴力设计值的组合方法与框架柱相同，见第 2 章有关规定；剪力墙可仅考虑由水平荷载产生的剪力，抗震和非抗震情况下的剪力设计值分别按式 (3-40a) 和式 (3-40b) 计算。

剪力墙的弯矩和剪力设计值应符合下列规定：

(1) 对一级抗震等级的剪力墙，底部加强部位按墙肢截面地震组合弯矩设计值采用，其他部位的墙肢组合弯矩设计值和剪力设计值分别乘以增大系数 1.2 和 1.3。

(2) 当双肢墙中墙肢出现大偏心受拉时，将另一墙肢按弹性计算的弯矩设计值和剪力设计值乘以增大系数 1.25。

(3) 底部加强部位剪力墙截面的剪力设计值, 一、二、三级时按式 (3-41a) 调整, 9 度一级剪力墙按式 (3-41b) 调整, 二、三级的其他部位及四级时可不调整。

## 2. 连梁内力组合

剪力墙中连梁主要承受水平荷载作用产生的内力, 一般取梁端截面为控制截面。因此, 连梁可参考框架梁进行梁端截面弯矩和剪力组合。

连梁的剪力设计值应符合下列规定:

(1) 无地震作用组合时, 取考虑水平风荷载组合的剪力设计值, 即取式 (2-22) 中前四项的最大者。

(2) 有地震作用组合时, 梁端剪力设计值按式 (3-70) 或式 (3-71) 进行调整。

## 3.4.6 截面设计

对内力组合结果进行比较, 挑选最不利内力进行截面设计计算。

### 1. 剪力墙截面设计

剪力墙应进行正截面偏心受压 (受拉) 承载力计算和斜截面受剪承载力计算。

正截面受压承载力依据现行国家标准《混凝土结构设计规范》的规定按公式 (3-44) 和式 (3-45) 进行计算, 有地震作用效应组合时, 公式右端均应除以承载力抗震调整系数 0.85。主要的计算步骤为: ①对剪力墙墙肢进行轴压比验算, 结果应满足表 3-4; ②按构造要求选取竖向分布钢筋, 直径、间距和最小配筋率应满足表 3-9; ③由式 (3-44)、式 (3-46)、式 (3-48) 和式 (3-50) 计算截面受压区高度, 判别大小偏压类型; ④计算相关参数 (如  $M_c$ 、 $M_{sw}$ ), 按式 (3-45) 计算纵向受拉钢筋截面面积; ⑤当轴力为负值时, 墙肢属于偏心受拉, 按构造选取纵向受拉钢筋截面面积, 并按式 (3-57) ~ 式 (3-59) 进行验算。

斜截面受剪承载力计算包括偏心受压和偏心受拉两种情况。首先均应计算剪跨比, 按式 (3-43) 进行截面尺寸验算, 同时按构造要求选取水平分布钢筋 (方法同竖向分布钢筋) 及箍筋, 在此基础上, 按式 (3-61) 或式 (3-62) 进行剪力墙斜截面受剪承载力计算。注意, 确定箍筋直径、间距时应区分构造边缘构件和约束边缘构件两种情况。

### 2. 连梁截面设计

连梁应进行正截面受弯承载力计算和斜截面受剪承载力验算。当连梁跨高比大于 5 时, 其截面设计同框架梁, 详见第 2 章; 对于跨高比小 5 的连梁, 其截面设计按本章第 3.3.3 节的方法进行。

连梁通常采用对称配筋, 其正截面受弯承载力按式 (3-72) 进行计算, 地震设计状况时, 公式右端应除以承载力抗震调整系数 0.8。斜截面受剪承载力计算时, 先按式 (3-68) 或式 (3-69) 进行截面尺寸验算, 根据构造要求 (与框架梁端箍筋加密区箍筋构造要求相同) 确定箍筋直径和间距, 最后按式 (3-74) 或式 (3-75) 进行斜截面受剪承载力验算。

## 3.5 设计实例

### 3.5.1 工程概况

某 12 层高层住宅楼, 采用现浇钢筋混凝土剪力墙结构、箱形基础, 标准层建筑和结构平面布置如图 3-19 所示。主体结构高度为 36.0m, 层高为 3.0m, 突出屋面电梯机房层高为 3.9m, 水箱间层高为 3.0m, 结构总高度为 42.9m。



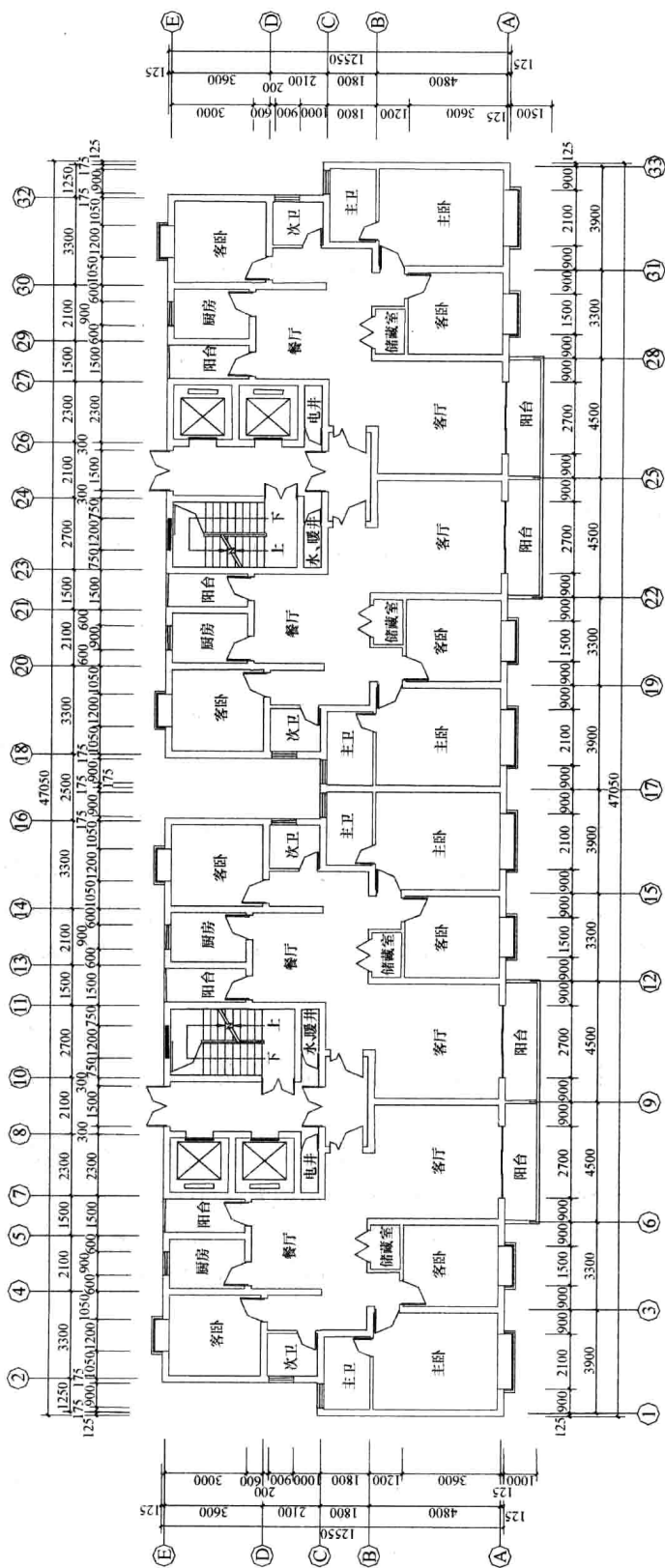
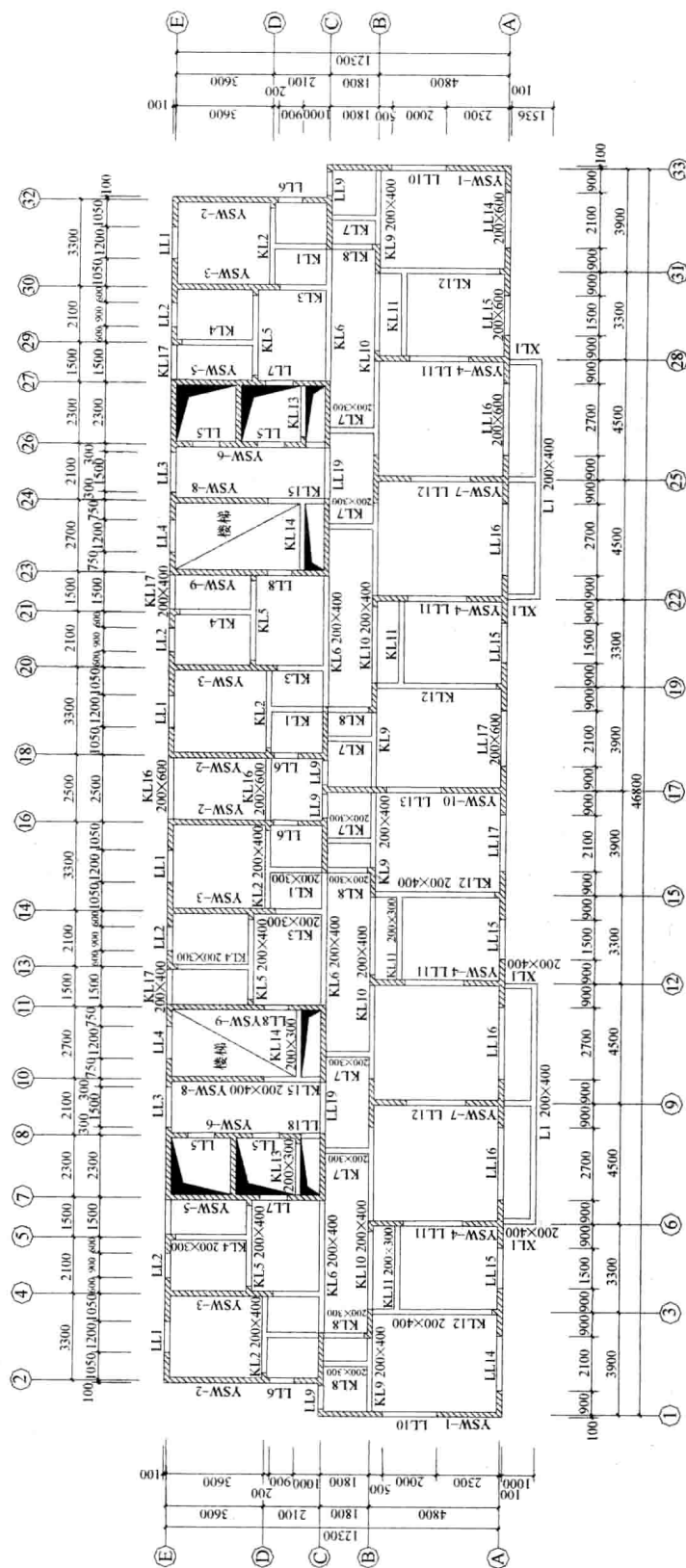


图 3-19 剪力墙平面布置图



(b) 标准层结构平面布置图

图 3-19 剪力墙平面布置图 (续)

该工程抗震设防烈度为 8 度, 场地类别为 II 类, 设计地震分组为第二组, 基本风压为  $0.35\text{kN/m}^2$ , 地面粗糙度为 B 类; 基本雪压  $s_0=0.25\text{kN/m}^2$ ; 该房屋为丙类建筑。

### 3.5.2 主体结构布置

该剪力墙结构平面简单、规则、对称, 凸出、凹进尺寸符合规范要求; 结构侧向刚度沿竖向变化均匀, 无刚度突变; 结构高宽比为  $H/B=36.0/12.5=2.88<5$ ; 由图 3-19 可知, 每个独立墙段的高宽比均大于 2, 且墙肢长度均小于 8m。剪力墙门窗洞口上下对齐, 成列布置, 形成明确的墙肢和连梁。选用现浇楼板, 除地下室箱形基础的顶板外, 各层楼板厚度均为 100mm。

基础选用整体性较好的箱形基础, 由于箱形基础的层刚度比上部结构的层刚度大很多, 故上部结构的嵌固部位可取至箱形基础的顶板 ( $\pm 0.000$ ) 处。

### 3.5.3 材料选用及剪力墙截面尺寸的确定

剪力墙结构的混凝土强度等级: 1~5 层选用 C40, 其余选用 C30; 钢筋采用 HPB300 级和 HRB400 级。按二级抗震等级设计的剪力墙的截面厚度, 底部加强部位不应小于层高的  $1/16$  且不应小于 200mm, 其他部位不应小于层高的  $1/20$  且不应小于 160mm, 本工程剪力墙采用双排配筋, 为方便施工和计算, 剪力墙截面厚度均取为 200mm。

### 3.5.4 剪力墙的类型判别及刚度计算

根据抗震设计的一般原则, 对结构的两个主轴方向均应进行抗震计算。限于篇幅, 本算例只进行了一个方向的计算。另外, 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定, 本设计在计算剪力墙结构的内力和位移时, 考虑了纵、横墙的共同工作。

#### 1. 剪力墙的类型判别

由图 3-19 可得 Y 方向各片剪力墙的平面尺寸如图 3-20 所示, 由图可知, YSW-3 和 YSW-8 均为整截面墙。本设计中外墙 YSW-1、YSW-2、YSW-9 和 YSW-10 的连梁高度为 600mm, 内墙 YSW-4 和 YSW-5 的连梁高度为 700mm, 内墙 YSW-6 和 YSW-7 的连梁高度为 900mm。

由此可以计算得到各种高度连梁的截面面积和惯性矩分别为

#### (1) 600mm 高连梁

$$A_{bj}=0.20\times 0.60=0.12\text{m}^2, I_{bj0}=\frac{1}{12}\times 0.20\times 0.60^3=3.600\times 10^{-3}\text{m}^4$$

#### (2) 700mm 高连梁

$$A_{bj}=0.20\times 0.70=0.14\text{m}^2, I_{bj0}=\frac{1}{12}\times 0.20\times 0.70^3=5.717\times 10^{-3}\text{m}^4$$

#### (3) 900mm 高连梁

$$A_{bj}=0.20\times 0.90=0.18\text{m}^2, I_{bj0}=\frac{1}{12}\times 0.20\times 0.90^3=12.150\times 10^{-3}\text{m}^4$$

各片剪力墙截面特征列于表 3-12, 各片剪力墙连梁的折算惯性矩见表 3-13, 其中连梁的计算跨度及折算惯性矩分别按式 (3-5) 和式 (3-4) 计算, 截面剪应力不均匀系数  $\mu=1.2$ 。根据表 3-12 和表 3-13 的计算结果, 由式 (3-1) 或式 (3-2) 可求得各片剪力墙的整体工作系数  $\alpha$  (见表 3-14), 再根据  $\alpha$  及墙肢惯性矩比值  $I_n/I$  与  $\zeta$  (根据建筑层数  $n$  及  $\alpha$  由表 3-3 确定) 的关系, 可进行各片剪力墙类型的判别, 计算结果见表 3-14。

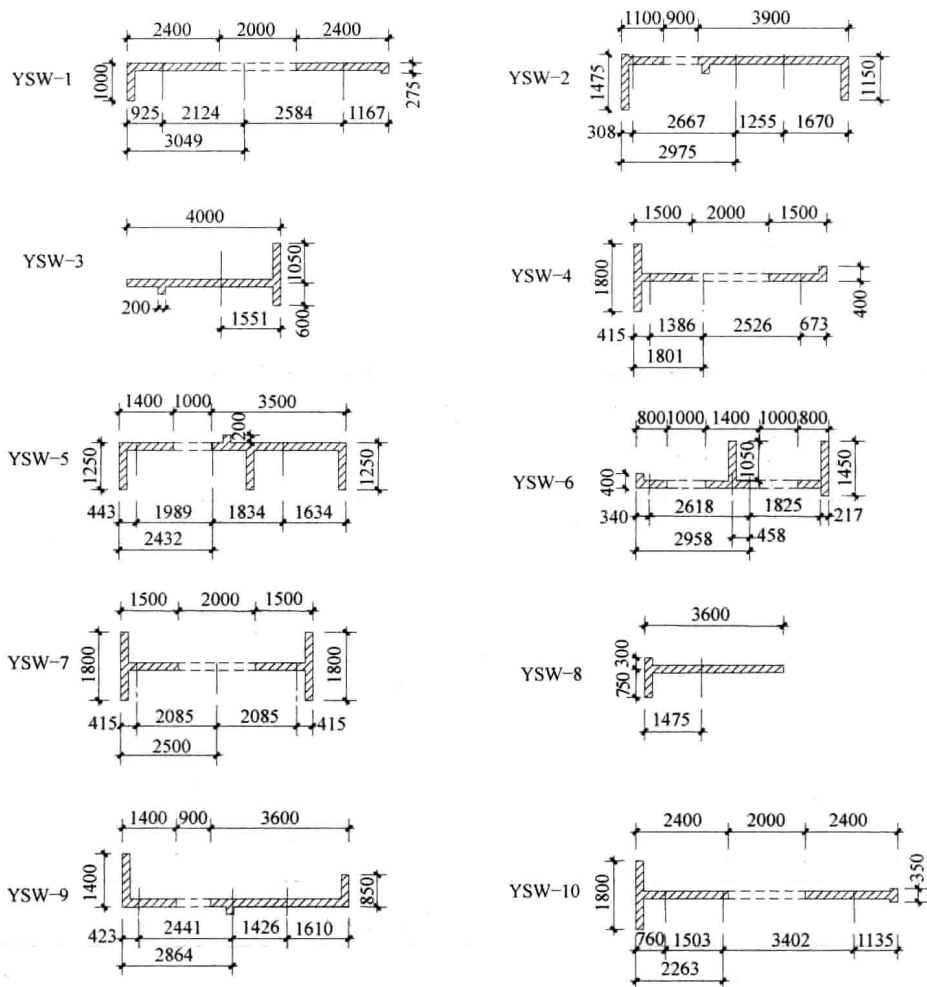


图 3-20 Y 方向各片剪力墙的截面尺寸

各片剪力墙的截面特征

表 3-12

墙号	各墙肢截面面积 $A_j$ ( $\text{m}^2$ )			各墙肢截面惯性矩 $I_j$ ( $\text{m}^4$ )			形心轴 $y_j$ (m)	组合截面惯性矩 $I$ ( $\text{m}^4$ )
	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$I_1$	$I_2$	$I_3$		
YSW-1	0.640	0.495		0.3761	0.2841		3.049	7.000
	$\Sigma A_j = 1.135$			$\Sigma I_j = 0.6602$				
YSW-2	0.475	1.010		0.0470	1.6840		2.975	7.073
	$\Sigma A_j = 1.485$			$\Sigma I_j = 1.7310$				
YSW-4	0.620	0.340		0.1227	0.0730		1.801	3.554
	$\Sigma A_j = 0.960$			$\Sigma I_j = 0.1957$				
YSW-5	0.490	1.160		0.0896	2.0200		2.432	7.950
	$\Sigma A_j = 1.650$			$\Sigma I_j = 2.1096$				
YSW-6	0.200	0.490	0.410	0.0115	0.0464	0.0181	2.958	3.608
	$\Sigma A_j = 1.100$			$\Sigma I_j = 0.0760$				

续表

墙号	各墙肢截面面积 $A_j(\text{m}^2)$			各墙肢截面惯性矩 $I_j(\text{m}^4)$			形心轴 $y_j(\text{m})$	组合截面惯性矩 $I(\text{m}^4)$
	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$I_1$	$I_2$	$I_3$		
YSW-7	0.600	0.600		0.1006	0.1006		2.500	5.772
	$\Sigma A_j=1.200$			$\Sigma I_j=0.2012$				
YSW-9	0.520	0.890		0.1097	1.1894		2.864	6.387
	$\Sigma A_j=1.410$			$\Sigma I_j=1.2991$				
YSW-10	0.800	0.510		0.5095	0.2481		2.263	9.087
	$\Sigma A_j=1.310$			$\Sigma I_j=0.7576$				

各片剪力墙连梁的折算惯性矩

表 3-13

墙号	洞口	$l_{bj0}$ (m)	$h_b$ (m)	$l_{bj}$ (m)	$A_{bj}$ ( $\text{m}^2$ )	$I_{bj0}$ ( $\text{m}^4$ )	$I_{bj}$ ( $\text{m}^4$ )	$a_j$ (m)	$\frac{I_{bj}a_j^2}{l_{bj}^3}$	$\sum_{j=1}^k \frac{I_{bj}a_j^2}{l_{bj}^3}$
YSW-1	1	2.00	0.60	2.30	0.12	0.003600	0.002990	4.708	0.005447	0.005447
YSW-2	1	0.90	0.60	1.20	0.12	0.003600	0.002057	3.922	0.018311	0.018311
YSW-4	1	2.00	0.70	2.35	0.14	0.005717	0.004515	3.912	0.005324	0.005324
YSW-5	1	1.00	0.70	1.35	0.14	0.005717	0.003164	3.823	0.018795	0.018795
YSW-6	1	1.00	0.90	1.45	0.18	0.012150	0.005636	2.160	0.008625	0.018261
	2	1.00	0.90	1.45	0.18	0.012150	0.005636	2.283	0.009636	
YSW-7	1	2.20	0.90	2.65	0.18	0.012150	0.009026	4.240	0.008719	0.008719
YSW-9	1	0.90	0.60	1.20	0.12	0.003600	0.002057	3.867	0.017802	0.017802
YSW-10	1	2.00	0.60	2.30	0.12	0.003600	0.002990	4.905	0.005912	0.005912

各片剪力墙类型的判别

表 3-14

墙号	$\Sigma I_j(\text{m}^4)$	$I(\text{m}^4)$	$I_n(\text{m}^4)$	$\sum_{j=1}^k \frac{I_{bj}a_j^2}{l_{bj}^3}$	$\tau$	$\alpha$	$\frac{I_n}{I}$	类型
YSW-1	0.6242	7.000	6.3758	0.005447		$7.05 < 10$	0.911	双臂墙
YSW-2	1.7310	7.073	5.3420	0.018311		$8.52 < 10$	0.755	双臂墙
YSW-4	0.1957	3.554	3.3583	0.005324		$11.94 > 10$	$0.944 < \zeta = 0.951$	整体小开口墙
YSW-5	2.1096	7.950	5.8404	0.018795		$7.97 < 10$	0.735	双臂墙
YSW-6	0.0760	3.608	3.5320	0.018261	0.8	$39.44 > 10$	$0.979 > \zeta = 0.887$	壁式框架
YSW-7	0.2012	5.772	5.5708	0.009645		$15.27 > 10$	$0.965 > \zeta = 0.927$	壁式框架
YSW-9	1.2991	6.387	5.0879	0.017802		$9.31 < 10$	0.797	双臂墙
YSW-10	0.7576	9.087	8.3294	0.005912		$6.65 < 10$	0.917	双臂墙

2. 剪力墙刚度计算

(1) 各片剪力墙刚度计算

1) YSW-3 和 YSW-8 (整截面墙)

整截面墙的等效刚度按式 (3-6) 计算, 当各层混凝土的弹性模量  $E_c$  不同时, 式中  $E_c$  应取沿竖向的加权平均值。本例 1~5 层,  $E_c = 3.25 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ , 6~12 层,  $E_c = 3.00 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ , 则沿竖向的加权平均值为

$$E_c = \frac{3.0 \times 3.25 \times 10^7 \times 5 + 3.0 \times 3.00 \times 10^7 \times 7}{36} = 3.104 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

由式（3-6）计算得到各整截面墙的等效刚度见表 3-15。

整截面墙的等效刚度 表 3-15

墙号	H(m)	A <sub>w</sub> (m <sup>2</sup> )	I <sub>w</sub> (m <sup>4</sup> )	μ	E <sub>c</sub> (×10 <sup>7</sup> kN/m <sup>2</sup> )	E <sub>c</sub> I <sub>eq</sub> (×10 <sup>7</sup> kN·m <sup>2</sup> )
YSW-3	36	1.1300	1.93510	1.576	3.104	5.896
YSW-8		0.8900	1.17562	1.432		3.601

2) YSW-4（整体小开口墙）

由式（3-10）可以计算出整体小开口墙的等效刚度，式中 E<sub>c</sub> 取值同整截面墙，整体小开口墙 YSW-4 的等效刚度计算结果见表 3-16。

整体小开口墙的等效刚度 表 3-16

墙号	H(m)	A(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	μ	E <sub>c</sub> (×10 <sup>7</sup> kN/m <sup>2</sup> )	E <sub>c</sub> I <sub>eq</sub> (×10 <sup>7</sup> kN·m <sup>2</sup> )
YSW-7	36	0.9600	3.554	1.651	3.104	8.466

3) YSW-1、YSW-2、YSW-5、YSW-9 和 YSW-10（双肢墙）

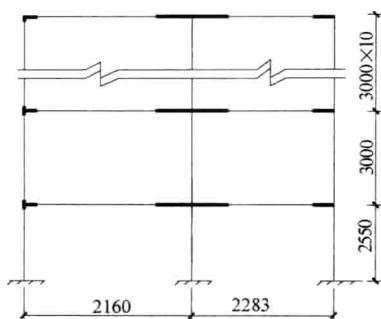
由于水平地震作用近似于倒三角形分布，故可由式（3-14）中倒三角形分布荷载的算式计算双肢墙的等效刚度，计算结果见表 3-17。表中，ΣD<sub>j</sub> 为由式（3-19）求得的各列连梁的刚度系数之和，α<sub>1</sub><sup>2</sup> 为由式（3-18）求得的连梁与墙肢的刚度比，τ 为由式（3-17）求得的墙肢轴向变形影响系数，系数 φ<sub>a</sub> 由式（3-15）计算，γ<sup>2</sup> 为按式（3-16）计算的墙肢剪切变形影响系数；E<sub>c</sub> 取值仍同前。

双肢墙的等效刚度 表 3-17

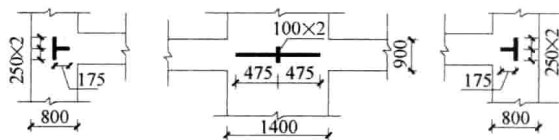
墙号	ΣD <sub>j</sub>	ΣI <sub>j</sub> (m <sup>4</sup> )	α <sub>1</sub> <sup>2</sup>	α <sup>2</sup>	τ	φ <sub>a</sub>	ΣA <sub>j</sub> (m <sup>2</sup> )	γ <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> I <sub>eq</sub> (×10 <sup>7</sup> kN·m <sup>2</sup> )
YSW-1	0.010894	0.6242	45.237	49.562	0.910	0.0538	1.135	0.00150	13.416
YSW-2	0.036621	1.7310	54.836	72.590	0.755	0.0395	1.485	0.00385	18.602
YSW-5	0.037590	2.1096	46.186	63.521	0.727	0.0441	1.650	0.00421	20.439
YSW-9	0.035602	1.2991	71.033	86.676	0.820	0.0339	1.410	0.00299	18.440
YSW-10	0.011825	0.7576	40.457	44.223	0.914	0.0590	1.310	0.00187	16.026

4) YSW-6 和 YSW-7（壁式框架）

壁式框架梁柱轴线由剪力墙连梁和墙肢的形心轴线确定，壁梁和壁柱的刚域长度按式（3-30）计算。图 3-21 所示为 YSW-6 的计算简图和刚域长度。表 3-18、表 3-19 分别为由式（3-33）求得的壁梁和壁柱带刚域杆件的等效刚度，从而将壁式框架转化为具有等效刚度的等截面杆件，表中 η<sub>v</sub> 按式（3-34）确定；K<sub>b</sub>=E<sub>c</sub>I/l、K<sub>c</sub>=E<sub>c</sub>I/l 分别为壁梁和壁柱的线刚度；混凝土的弹性模量：1~5 层，E<sub>c</sub>=3.25×10<sup>7</sup> kN/m<sup>2</sup>，6~12 层，E<sub>c</sub>=3.00×10<sup>7</sup> kN/m<sup>2</sup>。根据梁柱线刚度比由表 2-2 可求得柱的侧移刚度修正系数，再由式（3-35）计算 YSW-6 柱的侧移刚度，并进而按第 4 章式（4-3）计算壁式框架的剪切刚度，计算结果见表 3-20。



(a) 计算简图



(b) 刚域长度

图 3-21 YSW-6 计算简图和刚域长度

YSW-6 壁梁等效刚度计算

表 3-18

楼层	梁号	$b_b \times h_b$ (m×m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$l_0$ (m)	$l$ (m)	$\frac{h_b}{l_0}$	$\eta_v$	$E_c I (\times 10^4)$ kN·m <sup>2</sup>	$K_b (\times 10^4)$ kN·m
6~12	左梁	0.20 ×0.90	0.012150	1.450	2.100	0.621	0.465	51.487	24.517
	右梁			1.450	2.100	0.621	0.465	51.487	24.517
1~5	左梁			1.450	2.100	0.621	0.465	55.778	26.560
	右梁			1.450	2.100	0.621	0.465	55.778	26.560

YSW-6 壁柱等效刚度计算

表 3-19

楼层	柱号	$b_c \times h_c$ (m×m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$h_0$ (m)	$h$ (m)	$\frac{h_c}{h_0}$	$\eta_v$	$E_c I (\times 10^4)$ kN·m <sup>2</sup>	$K_c (\times 10^4)$ kN·m
6~12	左柱	0.20×0.80	0.0115	2.50	3.00	0.320	0.768	45.785	15.261
	中柱	0.20×1.40	0.0464	2.80		0.500	0.570	97.590	32.530
	右柱	0.20×0.80	0.0181	2.50		0.320	0.768	72.062	24.021
2~5	左柱	0.20×0.80	0.0115	2.50	3.00	0.320	0.768	49.601	16.533
	中柱	0.20×1.40	0.0464	2.80		0.500	0.570	105.722	35.240
	右柱	0.20×0.80	0.0181	2.50		0.320	0.768	78.067	26.022
1	左柱	0.20×0.80	0.0115	2.30	2.55	0.348	0.737	37.539	14.721
	中柱	0.20×1.40	0.0464	2.45		0.571	0.506	86.035	33.739
	右柱	0.20×0.80	0.0181	2.30		0.348	0.737	59.084	23.170

YSW-6 壁柱的侧移刚度及壁式框架的剪切刚度

表 3-20

楼层	柱号	$h$ (m)	$K_c$ ( $\times 10^4$ kN·m)	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D$ ( $\times 10^4$ kN/m)	$C_t$ ( $\times 10^4$ kN)
7~12	左柱	3.00	15.261	1.116	0.358	7.285	98.556
	中柱		32.530	1.313	0.396	17.176	
	右柱		24.021	0.709	0.262	8.391	
6	左柱	3.00	15.261	1.161	0.367	7.467	101.175
	中柱		32.530	1.368	0.406	17.610	
	右柱		24.021	0.738	0.270	8.648	

续表

楼层	柱号	$h$ (m)	$K_c$ ( $\times 10^4 \text{kN} \cdot \text{m}$ )	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D$ ( $\times 10^4 \text{kN/m}$ )	$C_f$ ( $\times 10^4 \text{kN}$ )
2~5	左柱	3.00	16.533	1.115	0.358	7.892	106.767
	中柱		35.240	1.313	0.396	18.607	
	右柱		26.022	0.709	0.262	9.090	
1	左柱	2.55	14.721	1.468	0.568	15.431	182.422
	中柱		33.739	1.453	0.566	35.241	
	右柱		23.170	0.932	0.488	20.866	

图 3-22 所示为 YSW-7 的计算简图和刚域长度。在表 3-21、表 3-22、表 3-23 中分别计算了壁梁、壁柱的等效刚度和柱的侧移刚度，并进而按式 (4-3) 计算了壁式框架的剪切刚度。

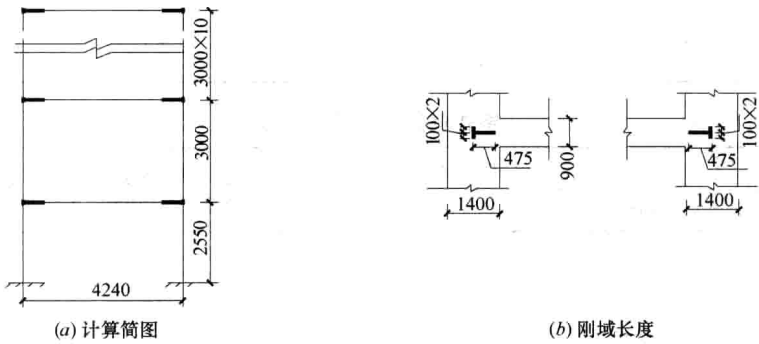


图 3-22 YSW-7 计算简图和刚域长度

YSW-7 壁梁等效刚度计算

表 3-21

楼层	$b_b \times h_b$ (m $\times$ m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$l_0$ (m)	$l$ (m)	$\frac{h_b}{l_0}$	$\eta_v$	$E_c I$ ( $\times 10^4 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ )	$K_b$ ( $\times 10^4 \text{kN} \cdot \text{m}$ )
6~12	0.20 $\times$ 0.90	0.012150	2.650	3.600	0.340	0.746	68.172	18.937
1~5							73.853	20.515

YSW-7 壁柱等效刚度计算

表 3-22

楼层	柱号	$b_c \times h_c$ (m $\times$ m)	$I_0$ (m <sup>4</sup> )	$h_0$ (m)	$h$ (m)	$\frac{h_c}{h_0}$	$\eta_v$	$E_c I$ ( $\times 10^4 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ )	$K_c$ ( $\times 10^4 \text{kN} \cdot \text{m}$ )
6~12	左柱	0.20 $\times$ 1.40	0.1006	2.80	3.00	0.500	0.570	211.584	70.528
	右柱								
2~5	左柱	0.20 $\times$ 1.40	0.1006	2.80	3.00	0.500	0.570	229.216	76.405
	右柱								
1	左柱	0.20 $\times$ 1.40	0.1006	2.45	2.55	0.571	0.506	186.532	73.149
	右柱								

(2) 总框架、总剪力墙刚度及结构刚度特征值

总壁式框架各层的剪切刚度由表 3-20 和表 3-23 中各榀壁式框架的  $C_{fi}$  叠加而得，如表



3-24 所示；总框架的剪切刚度按式（4-4）计算，即

$$C_f = \frac{(315.600 \times 3.0 \times 6 + 324.222 \times 3.0 + 341.898 \times 3.0 \times 4 + 827.486 \times 2.55) \times 10^4}{3.0 \times 6 + 3.0 + 3.0 \times 4 + 2.55}$$
$$= 361.922 \times 10^4 \text{ kN}$$

YSW-7 壁柱的侧移刚度及壁式框架的剪切刚度 表 3-23

楼层	柱号	$h$ (m)	$K_c$ ( $\times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}$ )	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D$ ( $\times 10^4 \text{ kN/m}$ )	$C_f$ ( $\times 10^4 \text{ kN}$ )
7~12	左柱	3.00	70.528	0.234	0.105	9.874	59.244
	右柱						
6	左柱	3.00	70.528	0.243	0.108	10.156	60.936
	右柱						
2~5	左柱	3.00	76.405	0.234	0.105	10.697	64.182
	右柱						
1	左柱	2.55	73.149	0.259	0.336	45.357	231.321
	右柱						

壁式框架的总剪切刚度 表 3-24

楼层	$h(\text{m})$	$C_{fi} (\times 10^4 \text{ kN})$		总壁式框架各层剪切刚度 ( $\times 10^4 \text{ kN}$ )	总剪切刚度 $C_f (\times 10^4 \text{ kN})$
		YSW-6 (2 片)	YSW-7 (2 片)		
7~12	3.00	98.556	59.244	315.600	361.922
6	3.00	101.175	60.936	324.222	
2~5	3.00	106.767	64.182	341.898	
1	2.55	182.422	231.321	827.486	

总剪力墙刚度取各片剪力墙的等效刚度之和，计算结果见表 3-25。结构刚度特征值按式（4-13）计算，即

$$\lambda = H \sqrt{\frac{C_f}{\sum E_c I_{eq}}} = 36.0 \times \sqrt{\frac{361.922 \times 10^4}{259.674 \times 10^7}} = 1.342$$

总剪力墙的刚度 表 3-25

墙号	墙体类型	数量	$E_c I_{eq} (\times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2)$	$\sum E_c I_{eq} (\times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2)$
YSW-3	整截面墙	4	5.896	259.674
YSW-8		2	3.601	
YSW-4	整体小开口墙	4	8.466	
YSW-1	双肢墙	2	13.416	
YSW-2		4	18.602	
YSW-5		2	20.439	
YSW-9		2	18.440	
YSW-10		1	16.026	

### 3.5.5 重力荷载计算

#### 1. 屋面荷载

##### 屋面恒载

30mm 厚细石混凝土保护层	$0.03 \times 20 = 0.600 \text{ kN/m}^2$
4mm 厚 SBS 改性沥青防水卷材	$0.060 \text{ kN/m}^2$
20mm 厚水泥砂浆找平层	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
50mm 厚膨胀珍珠岩砂浆保温层	$0.05 \times 10 = 0.500 \text{ kN/m}^2$
20mm 厚水泥砂浆找平层	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
120mm 厚钢筋混凝土板	$0.12 \times 25 = 3.000 \text{ kN/m}^2$
10mm 厚水泥砂浆打底	$0.01 \times 20 = 0.200 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 5.160 \text{ kN/m}^2$

屋面活荷载（不上人屋面）： $0.5 \text{ kN/m}^2$

屋面雪荷载： $0.25 \text{ kN/m}^2$

#### 2. 楼面荷载

##### 楼面恒载

8mm 厚陶瓷地砖	$0.008 \times 17.8 = 0.142 \text{ kN/m}^2$
20mm 厚干硬性水泥砂浆找平层	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
120mm 厚钢筋混凝土板	$0.12 \times 25 = 3.000 \text{ kN/m}^2$
10mm 厚水泥砂浆打底	$0.01 \times 20 = 0.200 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 3.742 \text{ kN/m}^2$

##### 卫生间、厨房地面恒载

8mm 厚陶瓷地砖	$0.008 \times 17.8 = 0.142 \text{ kN/m}^2$
一层油毡防水层	$0.050 \text{ kN/m}^2$
20mm 厚干硬性水泥砂浆找平层	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
120mm 厚钢筋混凝土板	$0.12 \times 25 = 3.000 \text{ kN/m}^2$
10mm 厚水泥砂浆打底	$0.01 \times 20 = 0.200 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 3.792 \text{ kN/m}^2$

##### 阳台恒载

20mm 厚水泥砂浆面层	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
120mm 厚钢筋混凝土板	$0.12 \times 25 = 3.000 \text{ kN/m}^2$
10mm 厚水泥砂浆打底	$0.01 \times 20 = 0.200 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 3.600 \text{ kN/m}^2$

##### 楼面活荷载

住宅	$2.0 \text{ kN/m}^2$
厨房、厕所	$2.0 \text{ kN/m}^2$
走廊、门厅、楼梯	$2.0 \text{ kN/m}^2$
阳台	$2.5 \text{ kN/m}^2$

#### 3. 墙体自重重力荷载

##### 外墙

6mm 厚水泥砂浆罩面	$0.006 \times 20 = 0.120 \text{ kN/m}^2$
12mm 厚水泥砂浆	$0.012 \times 20 = 0.240 \text{ kN/m}^2$
200mm 厚钢筋混凝土墙	$0.20 \times 25 = 5.000 \text{ kN/m}^2$
30mm 厚稀土保温层	$0.03 \times 4 = 0.120 \text{ kN/m}^2$
20mm 厚水泥砂浆找平	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 5.880 \text{ kN/m}^2$

#### 内墙

6mm 厚水泥砂浆罩面 (双面)	$0.006 \times 20 \times 2 = 0.240 \text{ kN/m}^2$
10mm 厚水泥砂浆打底 (双面)	$0.01 \times 20 \times 2 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
200mm 厚钢筋混凝土墙	$0.20 \times 25 = 5.000 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 5.640 \text{ kN/m}^2$

#### 空心砖墙 (填充外墙窗台)

6mm 厚水泥砂浆罩面	$0.006 \times 20 = 0.120 \text{ kN/m}^2$
10mm 厚水泥砂浆打底	$0.01 \times 20 = 0.200 \text{ kN/m}^2$
190mm 厚空心砖墙	$0.19 \times 14 = 2.660 \text{ kN/m}^2$
13mm 厚水泥砂浆找平	$0.013 \times 20 = 0.260 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 3.240 \text{ kN/m}^2$

#### 砖墙 (内隔墙)

6mm 厚水泥砂浆罩面 (双面)	$0.006 \times 20 \times 2 = 0.240 \text{ kN/m}^2$
10mm 厚水泥砂浆打底 (双面)	$0.01 \times 20 \times 2 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
115mm 厚空心砖墙	$0.115 \times 14 = 1.610 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 2.250 \text{ kN/m}^2$

#### 女儿墙

6mm 厚水泥砂浆罩面	$0.006 \times 20 = 0.120 \text{ kN/m}^2$
12mm 厚水泥砂浆打底	$0.012 \times 20 = 0.240 \text{ kN/m}^2$
100mm 厚钢筋混凝土墙	$0.1 \times 25 = 2.500 \text{ kN/m}^2$
20mm 厚水泥砂浆找平	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 3.260 \text{ kN/m}^2$

#### 4. 梁自重重力荷载

##### 200mm×400mm 梁自重

梁自重	$0.20 \times (0.40 - 0.12) \times 25 = 1.400 \text{ kN/m}$
10mm 厚水泥砂浆	$0.01 \times (0.40 - 0.12) \times 2 \times 20 = 0.112 \text{ kN/m}$
合 计	$\Sigma 1.512 \text{ kN/m}$

##### 200mm×600mm 梁自重

梁自重	$0.20 \times (0.60 - 0.12) \times 25 = 2.400 \text{ kN/m}$
10mm 厚水泥砂浆	$0.01 \times (0.60 - 0.12) \times 2 \times 20 = 0.192 \text{ kN/m}$
合 计	$\Sigma 2.592 \text{ kN/m}$

##### 200mm×700mm 梁自重

梁自重	$0.20 \times (0.70 - 0.12) \times 25 = 2.900 \text{ kN/m}$
-----	--

10mm 厚水泥砂浆	$0.01 \times (0.70 - 0.12) \times 2 \times 20 = 0.232 \text{ kN/m}$
合 计	$\Sigma 3.132 \text{ kN/m}$

200mm×900mm 梁自重	
梁自重	$0.20 \times (0.90 - 0.12) \times 25 = 3.900 \text{ kN/m}$
10mm 厚水泥砂浆	$0.01 \times (0.90 - 0.12) \times 2 \times 20 = 0.312 \text{ kN/m}$
合 计	$\Sigma 4.212 \text{ kN/m}$

### 5. 门窗自重重力荷载

木门	0.2kN/m <sup>2</sup>	铝合金门	0.4kN/m <sup>2</sup>
塑钢窗	0.45kN/m <sup>2</sup>	普通钢板门	0.45kN/m <sup>2</sup>
防火门	0.45kN/m <sup>2</sup>		

### 6. 设备自重重力荷载

电梯轿厢及设备重量 200kN	水、水箱及设备重量 300kN
-----------------	-----------------

### 3.5.6 风荷载计算

垂直作用于建筑物表面上的风荷载标准值按式 (1-3) 计算, 其中基本风压  $w_0 = 0.35 \text{ kN/m}^2$ 。由现行《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定可知, 当房屋高宽比  $H/B$  不大于 4 时, 矩形平面建筑的风荷载体型系数  $\mu_s = 1.3$ 。由于本例结构计算高度  $H = 36.0 \text{ m} > 30 \text{ m}$ , 且  $H/B = 36.0/12.5 = 2.88 > 1.5$  (其中建筑物的总宽度  $B$  取计算方向上各宽度的平均值), 因此应考虑风振系数。

房屋总高度  $H = 36.0 \text{ m}$ , 迎风面宽度  $B = 12.5 \text{ m}$ , 则框架结构的横向自振周期为

$$T_1 = 0.03 + 0.03H/\sqrt[3]{B} = 0.03 + 0.03 \times 36/\sqrt[3]{12.5} = 0.50 \text{ s}$$

风振系数由式 (1-4) 计算, 其中  $g = 2.5$ 、 $I_{10} = 0.14$  以及  $f_1 = 1/T_1 = 1/0.5 = 2.0 \text{ Hz}$ 。由式 (1-6) 和式 (1-5) 分别计算  $x_1$ 、 $R$ , 其中  $k_w = 1.0$ 、 $\zeta_1 = 0.05$ , 则

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}} = \frac{30 \times 2.0}{\sqrt{1.0 \times 0.35}} = 101.35 > 5$$

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} = \sqrt{\frac{3.14}{6 \times 0.05} \times \frac{101.35^2}{(1+101.35^2)^{4/3}}} = 0.694$$

竖直方向的相关系数  $\rho_z$  和水平方向的相关系数  $\rho_x$  分别按式 (1-8)、式 (1-9) 计算如下:

$$\rho_z = \frac{10\sqrt{H+60e^{-H/60}-60}}{H} = \frac{10 \times \sqrt{36+60e^{-36/60}-60}}{36} = 0.830$$

$$B = 12.5 \text{ m} < 2H = 2 \times 36.0 = 72.0 \text{ m}$$

$$\rho_x = \frac{10\sqrt{B+50e^{-B/50}-50}}{B} = \frac{10 \times \sqrt{12.5+50e^{-12.5/50}-50}}{12.5} = 0.960$$

由表 1-12 得  $k = 0.670$ ,  $a_1 = 0.187$ , 代入式 (1-7) 得脉动风荷载的背景分量因子  $B_z$ :

$$B_z = kH^{a_1} \rho_x \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)} = 0.670 \times 36^{0.187} \times 0.960 \times 0.830 \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)} = 1.043 \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)}$$

将上述数据代入式 (1-4) 得

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z \sqrt{1+R^2} = 1 + 2 \times 2.5 \times 0.14 \times 1.043 \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)} \sqrt{1+0.694^2} = 1 + 0.889 \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)}$$

其中  $\mu_z(z)$ 、 $\phi_1(z)$  可分别通过表 1-10 表 1-11 求得。

在风荷载作用下, 按式 (1-3) 可得沿房屋高度分布风荷载标准值, 即

$$q(z)=0.35 \times 1.3 \times 47.00 \mu_z \beta_z=21.385 \mu_z \beta_z$$

对于突出屋面的机房和水箱间, 风载体型系数  $\mu_s$  近似取 1.3, 风振系数  $\beta_z$  近似取高度  $H_i=36.0\text{m}$  处的值, 则

$$q(z)=0.35 \times 1.3 \times 14.60 \mu_z \beta_z=6.643 \mu_z \beta_z$$

按上述方法确定的各楼层标高处的风荷载标准值见表 3-26。

在壁式框架-剪力墙结构协同工作分析中, 应将沿房屋高度的分布风荷载 (图 3-16a) 折算为倒三角形分布荷载 (图 3-16c) 和均布荷载 (图 3-16d), 为此, 应先将图 3-16 (a) 所示的分布荷载  $q(z)$  按静力等效原理折算为图 3-16 (b) 所示的节点集中力  $F_i$ , 见表 3-26。现以  $F_3$  为例, 说明其计算方法。

$$F_3=\frac{(23.758+22.518) \times 3.0}{2}+\frac{(26.366-23.758) \times 3.0}{6}+\frac{(23.758-22.518) \times 3.0}{3}=71.958\text{kN}$$

各楼层风荷载计算 表 3-26

层次	$z(\text{m})$	$z(H_i)$	$\phi_1(z)$	$\mu_z$	$\beta_z$	$q(z)$ (kN/m)	$F_i$ (kN)	$F_i H_i$ (kN·m)
水箱间	42.9			1.549	1.605	16.515	24.772	1062.719
机房	39.9			1.519	1.605	16.196	56.355	2248.565
12	36.0	1.000	1.000	1.468	1.605	50.386	181.232	6524.352
11	33.0	0.917	0.884	1.429	1.550	47.366	142.204	4692.732
10	30.0	0.833	0.780	1.390	1.499	44.558	133.849	4015.470
9	27.0	0.750	0.705	1.342	1.467	42.101	125.989	3401.703
8	24.0	0.667	0.597	1.294	1.410	39.017	116.564	2797.536
7	21.0	0.583	0.438	1.246	1.312	34.959	105.764	2221.044
6	18.0	0.500	0.380	1.190	1.284	32.675	97.655	1757.790
5	15.0	0.417	0.289	1.130	1.227	29.651	88.822	1332.330
4	12.0	0.333	0.203	1.052	1.172	26.366	79.436	953.232
3	9.0	0.250	0.125	1.000	1.111	23.758	71.958	647.622
2	6.0	0.167	0.060	1.000	1.053	22.518	67.768	406.608
1	3.0	0.083	0.017	1.000	1.015	21.705	65.362	196.086
	0.0	0.000	0.000	1.000	1.000	21.385		
合 计							1357.730	32257.790

图 3-16 中的倒三角形分布荷载  $q_{\max}$  和均布荷载  $q$  按式 (3-76) 计算, 其中

$$V_0=\sum F_i=1357.730\text{kN}$$

$$M_0=\sum F_i H_i=32257.790\text{kN}\cdot\text{m}$$

则

$$q_{\max}=\frac{12M_0}{H^2}-\frac{6V_0}{H}=\frac{12 \times 32257.790}{36.0^2}-\frac{6 \times 1357.730}{36.0}=72.395\text{kN/m}$$

$$q = \frac{4V_0}{H} - \frac{6M_0}{H^2} = \frac{4 \times 1357.73}{36.0} - \frac{6 \times 32257.790}{36.0^2} = 1.517 \text{ kN/m}$$

当均布荷载  $q$  较小时, 也可按式 (3-76a) 进行计算。

### 3.5.7 水平地震作用计算

#### 1. 重力荷载代表值计算

结构地震反应分析的计算简图如图 3-23 所示, 集中于各质点的重力荷载  $G_i$  为计算单元范围内各层楼面上的重力荷载代表值及上、下各半层的墙、柱等重力荷载。计算时各可变荷载的组合系数按表 1-13 采用; 屋面上的可变荷载取雪荷载。计算过程从略, 各质点重力荷载计算结果分别为  $G_1 \sim G_{11} = 8112.532 \text{ kN}$ ,  $G_{12} = 7835.345 \text{ kN}$ ,  $G_{13} = 2464.561 \text{ kN}$ ,  $G_{14} = 1018.935 \text{ kN}$  (楼电梯间楼面自重重力荷载近似取一般楼面自重重力荷载的 1.2 倍)。

#### 2. 结构基本自振周期

因屋面带有突出间, 按照主体结构顶点位移相等的原则, 将电梯间、水箱间质点的重力荷载代表值折算到主体结构顶层, 并将各质点的重力荷载转化为均布荷载。由式 (2-5) 可得

$$\begin{aligned} G_e &= G_{13} \left( 1 + \frac{3}{2} \frac{h_1}{H} \right) + G_{14} \left( 1 + \frac{3}{2} \frac{h_1 + h_2}{H} \right) \\ &= 2464.561 \times \left( 1 + \frac{3}{2} \times \frac{3.9}{36.0} \right) + 1018.935 \times \left( 1 + \frac{3}{2} \times \frac{3.9 + 3.0}{36.0} \right) \\ &= 4176.931 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$q = \frac{\sum_{i=1}^{12} G_i}{H} = \frac{8112.532 \times 11 + 7835.345}{36.0} = 2696.478 \text{ kN/m}$$

将  $q$ 、 $G_e$ 、 $\lambda$ 、 $E_c I_{eq}$  分别代入第 4 章式 (4-43) 和式 (4-44), 可分别求得均布荷载作用下和集中荷载作用下结构顶点的位移为

$$\begin{aligned} u_q &= \frac{1}{\lambda^4} \left[ \frac{\lambda \text{sh} \lambda + 1}{\text{ch} \lambda} (\text{ch} \lambda - 1) - \lambda \text{sh} \lambda + \frac{\lambda^2}{2} \right] \frac{q H^4}{E_c I_{eq}} = \frac{1}{1.342^4} \\ &\times \left[ \frac{1.342 \times \text{sh} 1.342 + 1}{\text{ch} 1.342} (\text{ch} 1.342 - 1) - 1.342 \times \text{sh} 1.342 + \frac{1.342^2}{2} \right] \\ &\times \frac{2696.478 \times 36.0^4}{259.674 \times 10^7} = 0.1297 \text{ m} \\ u_{Ge} &= \frac{1}{\lambda^3} (\lambda - \text{th} \lambda) \frac{G_e H^3}{E_c I_{eq}} = \frac{1}{1.342^3} \times (1.342 - \text{th} 1.342) \times \frac{4176.931 \times 36.0^3}{259.674 \times 10^7} = 0.0174 \\ u_T &= u_q + u_{Ge} = 0.1297 + 0.0174 = 0.1471 \text{ m} \end{aligned}$$

由式 (2-4) 并取  $\phi_T = 1.0$  可求得结构基本自振周期为

$$T_1 = 1.7 \phi_T \sqrt{u_T} = 1.7 \times 1.0 \times \sqrt{0.1471} = 0.65 \text{ s}$$

#### 3. 水平地震作用计算

该房屋主体结构高度不超过 40m, 且质量和刚度沿高度分布比较均匀, 故可用底部剪力法计算水平地震作用。结构的等效总重力荷载为

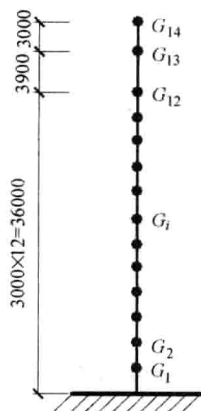


图 3-23 动力计算简图

$$G_{eq}=0.85\sum G_i=0.85\times(8112.532\times11+7835.345+2464.561+1018.935)=85473.189\text{kN}$$

本例中结构的设防烈度为 8 度, 设计地震分组为第二组, 场地类别为 II 类, 由表 1-14 查得特征周期  $T_g=0.40\text{s}$ , 因一般建筑结构的阻尼比为 0.05, 故应按式 (1-16a) 计算地震影响系数, 采用底部剪力法按式 (1-21) 可求得结构的总水平地震作用标准值, 即

$$F_{EK}=\left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9}\alpha_{\max}G_{eq}=\left(\frac{0.40}{0.65}\right)^{0.9}\times0.16\times85473.189=8834.498\text{kN}$$

因为  $T_1=0.65\text{s}>1.4\times0.40=0.56\text{s}$ , 所以应考虑顶部附加水平地震作用。顶部附加地震作用系数  $\delta_n$  根据  $T_g$  由表 1-16 确定, 即

$$\delta_n=0.08T_1+0.01=0.062$$

$$\Delta F_{12}=\delta_n F_{EK}=0.062\times8834.498=547.739\text{kN}$$

质点  $i$  的水平地震作用  $F_i$  按式 (1-22) 计算, 即

$$F_i=\frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{EK} (1-\delta_n)=8286.759 \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j}$$

计算结果见表 3-27。

各质点水平地震作用标准值计算

表 3-27

层次	$H_i$ (m)	$G_i$ (kN)	$G_i H_i$ (kN·m)	$\frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j}$	$F_i$ (kN)	$F_i H_i$ (kN·m)
14	42.9	1018.935	43712.312	0.0215	178.165	7646.279
13	39.9	2464.561	98335.984	0.0484	401.079	16003.052
12	36.0	7835.345	282072.420	0.1389	1698.770	61155.720
11	33.0	8112.532	267713.556	0.1319	1093.025	36069.825
10	30.0	8112.532	243375.960	0.1199	993.582	29807.460
9	27.0	8112.532	219038.364	0.1079	894.141	24141.807
8	24.0	8112.532	194700.768	0.0959	794.700	19072.800
7	21.0	8112.532	170363.172	0.0839	695.259	14600.439
6	18.0	8112.532	146025.576	0.0719	595.818	10724.724
5	15.0	8112.532	121687.980	0.0599	496.377	7445.655
4	12.0	8112.532	97350.384	0.0480	397.764	4773.168
3	9.0	8112.532	73012.788	0.0360	298.323	2684.907
2	6.0	8112.532	48675.192	0.0239	198.054	1188.324
1	3.0	8112.532	24337.596	0.0120	99.441	298.323
合 计		100556.693	2030402.052	1.0000	8834.498	235612.483

剪力墙结构分析时, 可按图 3-17 所示方法将各质点的水平地震作用折算为倒三角形分布荷载  $q_{\max}$  和顶点集中荷载  $F$ , 由式 (3-79) 可求得:

$$F_e=F_{13}+F_{14}=401.079+178.165=579.244\text{kN}$$

$$M_1=401.079\times3.9+178.165\times(3.9+3.0)=2793.546\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V_0=\sum_{i=1}^{12} F_i=8255.254\text{kN}, M_0=\sum_{i=1}^{12} F_i H_i=211963.152\text{kN}\cdot\text{m}$$

将上述数据代入式 (3-80) 可得:

$$q_{\max} = \frac{6 \times (8255.254 \times 36.0 - 211963.152 - 2793.546)}{36.0^2} = 381.632 \text{ kN/m}$$

$$F = \frac{3 \times (211963.152 + 2793.546)}{36.0} + 579.244 + 547.739 - 2 \times 8255.254 = 2512.867 \text{ kN}$$

### 3.5.8 结构层间位移、刚重比及楼层侧向刚度比验算

#### 1. 层间位移验算

由于本例中风荷载值远小于水平地震作用，故只需进行水平地震作用下的位移验算。水平地震作用下的位移为倒三角形分布荷载和顶点集中荷载产生的位移之和，可分别按第4章式(4-20)和式(4-25)进行计算，计算时水平地震作用取标准值，剪力墙取弹性刚度。计算结果见表3-28。

在倒三角形荷载作用下

$$u_{1i} = \frac{381.632 \times 36.0^4}{259.674 \times 10^7} \times \frac{1}{1.342^2} \times \left[ \left( \frac{1}{1.342^2} + \frac{\text{sh}1.342}{2 \times 1.342} - \frac{\text{sh}1.342}{1.342^3} \right) \right. \\ \left. \times \left( \frac{\text{ch}(1.342\xi) - 1}{\text{ch}1.342} \right) + \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{1.342^2} \right) \times \left( \xi - \frac{\text{sh}(1.342\xi)}{1.342} \right) - \frac{\xi^3}{6} \right]$$

在顶点集中荷载作用下

$$u_{2i} = \frac{2512.867 \times 36.0^3}{259.674 \times 10^7} \times \frac{1}{1.342^3} \times [\text{ch}(1.342\xi) - 1] \text{th}1.342 - \text{sh}(1.342\xi) + 1.342\xi]$$

水平地震作用下结构的位移计算

表 3-28

层次	$H_i$ (m)	$\xi$	倒三角形荷载 $u_{1i}$ (mm)	顶点集中荷载 $u_{2i}$ (mm)	总位移 $u$ (mm)	层间位移角 $\Delta u/h$	$V_i$ (kN)	$\gamma_2$
12	36.0	1.000	13.66	8.78	22.44	1/1209	2278.014	
11	33.0	0.917	12.24	7.72	19.96	1/1195	3371.039	1.462 > 0.9
10	30.0	0.833	10.79	6.66	17.45	1/1224	4364.621	1.326 > 0.9
9	27.0	0.750	9.36	5.64	15.00	1/1235	5258.762	1.214 > 0.9
8	24.0	0.667	7.92	4.65	12.57	1/1261	6053.462	1.175 > 0.9
7	21.0	0.583	6.48	3.71	10.19	1/1339	6748.721	1.185 > 0.9
6	18.0	0.500	5.10	2.85	7.95	1/1435	7344.539	1.166 > 0.9
5	15.0	0.417	3.79	2.07	5.86	1/1579	7840.916	1.174 > 0.9
4	12.0	0.333	2.59	1.37	3.96	1/1899	8238.680	1.263 > 0.9
3	9.0	0.250	1.57	0.81	2.38	1/2400	8537.003	1.310 > 0.9
2	6.0	0.167	0.75	0.38	1.13	1/3614	8735.057	1.541 > 0.9
1	3.0	0.083	0.20	0.10	0.30	1/10000	8834.498	2.798 > 1.5

由表3-28可知，水平地震作用下各层层间位移角均小于1/1000，满足式 $\Delta u_e \leq [\theta_e]h$ 的要求。

#### 2. 刚重比验算

在水平荷载作用下，当剪力墙结构满足下式时可不考虑重力二阶效应的不利影响：

$$EJ_d \geq 2.7H^2 \sum_{i=1}^n G_i$$

由表3-28可见，在倒三角形水平荷载作用下，结构顶点侧移为22.44mm；将此值及



$q=381.632\text{kN/m}$ 、 $\lambda=1.342$  和  $\xi=1.0$  代入侧移计算公式 (4-20) 后, 可得  $EJ_d =$

$1554364890\text{kN}\cdot\text{m}^2$ ,  $\sum_{i=1}^n G_i = 100556.693\text{kN}$ , 则

$$\frac{EJ_d}{H^2 \sum_{i=1}^n G_i} = \frac{1554364890}{36.0^2 \times 100556.693} = 11.927 > 2.7$$

满足要求, 故本结构可不考虑重力二阶效应的不利影响。

### 3. 楼层侧向刚度比验算

对剪力墙结构, 楼层与其上部相邻楼层侧向刚度比  $\gamma_2$  不宜小于 0.9, 楼层层高大于相邻上部楼层层高 1.5 倍时, 不应小于 1.1, 底部嵌固楼层不应小于 1.5。侧向刚度比  $\gamma_2$  按下式计算:

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1} h_i}{V_{i+1} \Delta_i h_{i+1}}$$

验算结果见表 3-28 的最后一列, 可见满足要求。

### 3.5.9 水平地震作用下结构内力计算

#### 1. 总剪力墙、总框架内力计算

作用在结构上的水平地震力可以是自左向右(左震)或自右向左(右震)。在下面的计算中, 剪力墙内力正负号规定为: 弯矩以截面右侧受拉为正, 剪力以绕截面顺时针方向旋转为正, 轴力以受压为正。同时, 各截面内力均采用左震时的正负号。

在水平地震作用下, 剪力墙结构应分别按倒三角形分布荷载 ( $q_{\max}=381.632\text{kN/m}$ ) 和顶点集中荷载 ( $F=2152.867\text{kN}$ ) 计算内力。

(1) 在倒三角形分布荷载作用下, 分别按第 4 章式 (4-22)、式 (4-23) 和式 (4-24) 计算总剪力墙的弯矩、剪力和总壁式框架的剪力, 计算结果见表 3-29, 计算公式为

$$\begin{aligned} M_w &= \frac{381.632 \times 36.0^2}{1.342^2} \left[ \xi + \left( \frac{1.342}{2} - \frac{1}{1.342} \right) \text{sh}(1.342\xi) - \right. \\ &\quad \left. \left( 1 + \frac{1.342 \times \text{sh}1.342}{2} - \frac{\text{sh}1.342}{1.342} \right) \frac{\text{ch}(1.342\xi)}{\text{ch}1.342} \right] \\ V_w &= -\frac{381.632 \times 36.0}{1.342^2} \left[ \left( 1.342 + \frac{1.342^2 \times \text{sh}1.342}{2} - \text{sh}1.342 \right) \right. \\ &\quad \left. \frac{\text{sh}(1.342\xi)}{\text{ch}1.342} - \left( \frac{1.342^2}{2} - 1 \right) \text{ch}(1.342\xi) - 1 \right] \\ V_f &= 381.632 \times 36.0 \times \left[ \left( \frac{1}{1.342} + \frac{\text{sh}1.342}{2} - \frac{\text{sh}1.342}{1.342^2} \right) \frac{\text{sh}(1.342\xi)}{\text{ch}1.342} + \right. \\ &\quad \left. \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{1.342^2} \right) 1 - \text{ch}(1.342\xi) - \frac{\xi^2}{2} \right] \end{aligned}$$

(2) 在顶点集中荷载作用下, 分别按第 4 章式 (4-27)、式 (4-28) 和式 (4-29) 计算总剪力墙的弯矩、剪力和总壁式框架的剪力, 计算结果见表 3-29, 计算公式为

$$\begin{aligned} M_w &= \frac{2152.867 \times 36.0}{1.342} (\text{sh}(1.342\xi) - \text{th}1.342 \times \text{ch}(1.342\xi)) \\ V_w &= 2152.867 \times (\text{ch}(1.342\xi) - \text{th}1.342 \times \text{sh}(1.342\xi)) \\ V_f &= 2152.867 \times (\text{th}1.342 \times \text{sh}(1.342\xi) - \text{ch}(1.342\xi) + 1) \end{aligned}$$

水平地震作用下总剪力墙和总框架内力计算

表 3-29

层次	$H_i$ (m)	$\xi$	倒三角形荷载作用下			顶点集中荷载作用下			总内力		
			$V_w$ (kN)	$M_w$ (kN·m)	$V_f$ (kN)	$V_w$ (kN)	$M_w$ (kN·m)	$V_f$ (kN)	$V_w$ (kN)	$M_w$ (kN·m)	$V_f$ (kN)
12	36.0	1.000	-1671.810	0.000	1673.030	1053.827	0.000	1099.026	-617.983	0.000	2772.056
11	33.0	0.917	-586.844	3393.355	1680.883	1060.296	-3137.364	1092.556	473.452	255.991	2773.439
10	30.0	0.833	407.361	3632.639	1696.321	1080.252	-6370.495	1072.600	1487.613	-2737.856	2768.921
9	27.0	0.750	1299.457	1055.041	1706.650	1113.466	-9644.571	1039.385	2412.923	-8589.530	2746.035
8	24.0	0.667	2112.948	-4067.547	1700.954	1160.509	-13038.429	992.342	3273.457	-17105.976	2693.296
7	21.0	0.583	2866.533	-11618.756	1668.548	1222.797	-16638.227	930.053	4089.330	-28256.983	2598.601
6	18.0	0.500	3551.612	-21226.450	1600.861	1299.618	-20402.875	853.231	4851.230	-41629.325	2454.092
5	15.0	0.417	4186.056	-32803.164	1489.175	1392.580	-24420.921	760.268	5578.636	-57224.085	2249.443
4	12.0	0.333	4784.644	-46381.762	1323.291	1504.276	-28796.395	648.570	6288.920	-75178.157	1971.861
3	9.0	0.250	5340.544	-61521.31	1099.738	1633.432	-33479.356	519.412	6973.976	-95000.666	1619.150
2	6.0	0.167	5868.028	-78277.629	809.966	1782.875	-38578.119	369.967	7650.903	-116855.748	1179.933
1	3.0	0.083	6379.630	-96805.345	442.585	1956.671	-44226.411	196.169	8336.301	-141031.756	638.754
0	0.0	0.000	6869.513	-116607.033	0.000	2152.838	-50359.761	0.000	9022.351	-166966.794	0.000

2. 剪力墙内力计算

(1) 总剪力墙内力的分配

根据各片剪力墙的等效刚度与总剪力墙等效刚度的比值  $E_c I_{eq(j)} / \sum E_c I_{eq(j)}$ ，可求得各片剪力墙的等效刚度比，计算结果见表 3-30。

各片剪力墙等效刚度比

表 3-30

墙号	等效刚度 ( $\times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ )	每片墙等效 刚度比	墙号	等效刚度 ( $\times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ )	每片墙等效 刚度比
YSW-1(2片)	13.416	0.0517	YSW-5(2片)	20.439	0.0787
YSW-2(4片)	18.602	0.0716	YSW-8(2片)	3.601	0.0139
YSW-3(4片)	5.896	0.0227	YSW-9(2片)	18.440	0.0710
YSW-4(4片)	8.466	0.0326	YSW-10(1片)	16.026	0.0618

本例为节省篇幅，在下面的计算中，只对剪力墙 YSW-3（整截面墙）、YSW-4（整体小开口墙）和 YSW-1（双肢墙）进行设计计算，由式（3-37）、式（3-38）可求得上述各片剪力墙的内力，见表 3-31。

水平地震作用下各片剪力墙分配的内力

表 3-31

层次	$\xi$	总剪力墙内力		YSW-3		YSW-4		YSW-1	
		$V_{wi}$ (kN)	$M_{wi}$ (kN·m)	$V_{wij}$ (kN)	$M_{wij}$ (kN·m)	$V_{wij}$ (kN)	$M_{wij}$ (kN·m)	$V_{wij}$ (kN)	$M_{wij}$ (kN·m)
12	1.000	-617.983	0.000	-14.028	0.000	-20.146	0.000	-31.950	0.000
11	0.917	473.452	255.991	10.747	5.811	15.434	8.345	24.477	13.235
10	0.833	1487.613	-2737.856	33.769	-62.149	48.496	-89.254	76.910	-141.547
9	0.750	2412.923	-8589.530	54.773	-194.982	78.661	-280.019	124.748	-444.079
8	0.667	3273.457	-17105.976	74.307	-388.306	106.742	-557.655	169.238	-884.379
7	0.583	4089.330	-28256.983	92.828	-641.433	133.312	-921.178	211.418	-1460.886
6	0.500	4851.230	-41629.325	110.123	-944.986	158.150	-1357.116	250.809	-2152.236
5	0.417	5578.636	-57224.085	126.635	-1298.987	181.864	-1865.505	288.416	-2958.485
4	0.333	6288.920	-75178.157	142.759	-1706.544	205.019	-2450.808	325.137	-3886.711
3	0.250	6973.976	-95000.666	158.309	-2156.515	227.352	-3097.022	360.554	-4911.534
2	0.167	7650.903	-116855.748	173.676	-2652.515	249.419	-3809.497	395.552	-6041.442
1	0.083	8336.301	-141031.756	189.234	-3201.421	271.763	-4597.635	430.456	-7291.342
	0.000	9022.351	-166966.794	204.807	-3790.146	294.129	-5443.118	455.456	-8632.183

## (2) YSW-4 (整体小开口墙) 墙肢和连梁内力计算

对整体小开口墙, 由式 (3-11) 和式 (3-13) 可计算求得墙肢截面内力和连梁内力。

墙肢弯矩

$$M_{wi1} = 0.85M_{wi} \times \frac{0.1227}{3.554} + 0.15M_{wi} \times \frac{0.1227}{0.1957} = 0.1234M_{wi}$$

$$M_{wi2} = 0.85M_{wi} \times \frac{0.0730}{3.554} + 0.15M_{wi} \times \frac{0.0730}{0.1957} = 0.0734M_{wi}$$

墙肢轴力

$$N_{wi1} = 0.85M_{wi} \frac{0.620 \times 1.386}{3.554} = 0.205M_{wi}, N_{wi2} = -M_{wi1}$$

墙肢剪力

$$V_{wi1} = \frac{V_{wi}}{2} \left( \frac{0.620}{0.960} + \frac{0.1227}{0.1957} \right) = 0.636V_{wi}, V_{wi2} = \frac{V_{wi}}{2} \left( \frac{0.340}{0.960} + \frac{0.0730}{0.1957} \right) = 0.364V_{wi}$$

连梁内力

$$V_{bi1} = N_{wi1} - N_{w(i-1)1}, M_{bi1} = V_{bi1} \frac{l_{bj0}}{2} = \frac{2.00}{2} V_{bi1} = 1.00V_{bi1}$$

墙肢和连梁内力计算结果见表 3-32。

YSW-4 水平地震作用下的墙肢及连梁内力

表 3-32

层次	$\xi$	总内力		左墙肢内力			右墙肢内力			连梁	
		$V_{wi}$ (kN)	$M_{wi}$ (kN·m)	$M_{wi1}$ (kN·m)	$V_{wi1}$ (kN)	$N_{wi1}$ (kN)	$M_{wi2}$ (kN·m)	$V_{wi2}$ (kN)	$N_{wi2}$ (kN)	$M_{li1}$ (kN·m)	$V_{li1}$ (kN)
12	1.000	-20.146	0.000	0.000	-12.813	0.000	0.000	-7.333	0.000	-1.711	-1.711
11	0.917	15.434	8.345	1.030	9.816	1.711	0.613	5.618	-1.711	20.008	20.008
10	0.833	48.496	-89.254	-11.014	30.843	-18.297	-6.551	17.653	18.297	39.107	39.107
9	0.750	78.661	-280.019	-34.554	50.028	-57.404	-20.553	28.633	57.404	56.915	56.915
8	0.667	106.742	-557.655	-68.815	67.888	-114.319	-40.932	38.854	114.319	74.523	74.523
7	0.583	133.312	-921.178	-113.673	84.786	-188.842	-67.614	48.526	188.842	89.367	89.367
6	0.500	158.150	-1357.116	-167.468	100.583	-278.209	-99.612	57.567	278.209	104.219	104.219
5	0.417	181.864	-1865.505	-230.203	115.666	-382.428	-136.928	66.199	382.428	119.988	119.988
4	0.333	205.019	-2450.808	-302.430	130.392	-502.416	-179.889	74.627	502.416	132.474	132.474
3	0.250	227.352	-3097.022	-382.173	144.596	-634.890	-227.321	82.756	634.890	146.057	146.057
2	0.167	249.419	-3809.497	-470.092	158.630	-780.947	-279.617	90.789	780.947	161.568	161.568
1	0.083	271.763	-4597.635	-567.348	172.841	-942.515	-337.466	98.922	942.515	173.324	173.324
	0.000	294.129	-5443.118	-671.681	187.066	-1115.839	-399.525	107.063	1115.839		

## (3) YSW-1 (双肢墙) 墙肢和连梁内力计算

## 1) 剪力图的分解

图 3-24 为 YSW-1 剪力墙实际分布的剪力图。根据剪力图面积相等的原则将曲线分布的剪力图近似简化为直线分布的剪力图 (图 3-25c), 并将其分解为均布荷载 (图 3-25b) 和顶点集中荷载 (图 3-25a) 作用下两种剪力图的叠加, 如图 3-25 所示。由此可以计算出实际分布的剪力图负面积为 27.158, 正面积为 8635.549。由图 3-26 可得:

$$\frac{1}{2}F \times \frac{F}{q} = 27.158, \quad \frac{1}{2}(qH - F) \left( H - \frac{F}{q} \right) = 8635.549$$

联立上述方程组可求得:

$$F = \left( 1 + \sqrt{\frac{8635.549}{27.158}} \right) \times \frac{2 \times 27.158}{36.0} = 28.413 \text{ kN}, \quad q = \frac{28.413^2}{2 \times 27.158} = 14.863 \text{ kN/m}$$

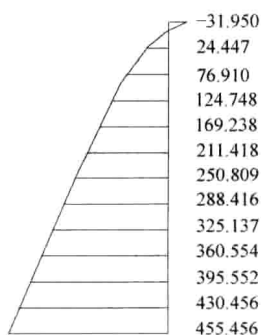


图 3-24 实际剪力分布图

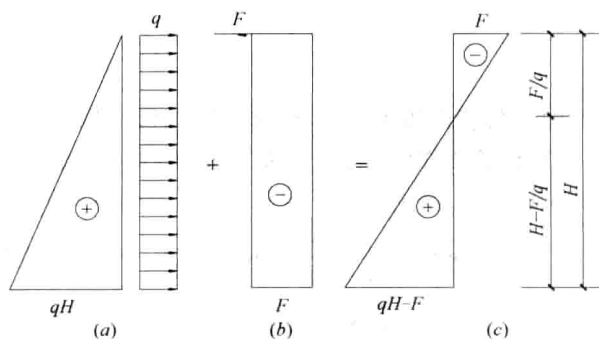


图 3-25 剪力分解图

2) 计算 YSW-1 在均布荷载作用下墙肢及连梁的内力。在均布荷载 ( $q=14.863\text{kN/m}$ ) 作用下,  $\alpha_1^2=45.239$ ,  $\alpha^2=49.562$ , 由式 (3-22) 可求得

$$\Phi(\xi) = -\frac{\text{ch}(7.05(1-\xi))}{\text{ch}7.05} + \frac{\text{sh}(7.05\xi)}{7.05 \times \text{ch}7.05} + (1-\xi)$$

$$V_0 = qH = 14.863 \times 36.0 = 535.068\text{kN}$$

由式 (3-17) 和式 (3-20) 可求得第  $i$  层连梁的约束弯矩为

$$m_i(\xi) = \Phi(\xi) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} V_0 h = \Phi(\xi) \frac{45.239}{49.562} \times 535.068 \times 3.0 = 1465.191\Phi(\xi)$$

则由式 (3-25) 可求得第  $i$  层连梁的剪力和梁端弯矩分别为

$$V_{bi1} = m_i(\xi)/a_j = \frac{1465.191\Phi(\xi)}{4.708} = 311.213\Phi(\xi)$$

$$M_{bi1} = V_{bi1} \frac{l_{b1}}{2} = 311.213\Phi(\xi) \times \frac{2.30}{2} = 357.894\Phi(\xi)$$

均布荷载在第  $i$  层产生的弯矩和剪力分别为

$$M_p(\xi) = \frac{1}{2}(1-\xi)^2 qH^2 = 9631.224(1-\xi)^2, V_p(\xi) = qH(1-\xi) = 535.068(1-\xi)$$

由式 (3-29) 可求得两墙肢的折算惯性矩分别为

$$I'_1 = \frac{0.3761}{1 + \frac{30 \times 1.561 \times 0.3761}{0.640 \times 3.0^2}} = 0.0927, I'_2 = \frac{0.2481}{1 + \frac{30 \times 1.2 \times 0.2481}{0.495 \times 3.0^2}} = 0.0826$$

则由式 (3-26)、式 (3-27)、式 (3-28) 可求得两墙肢的弯矩、剪力和轴力分别为

$$M_{wi1} = -\frac{0.3761}{0.6242} \times [M_p(\xi) - \sum_i^{12} m_i(\xi)] = -0.6025 [M_p(\xi) - \sum_i^{12} m_i(\xi)]$$

$$M_{wi2} = -\frac{0.2481}{0.6242} \times [M_p(\xi) - \sum_i^{12} m_i(\xi)] = -0.3975 [M_p(\xi) - \sum_i^{12} m_i(\xi)]$$

$$V_{wi1} = \frac{0.0927}{0.0927 + 0.0826} V_p(\xi) = 0.5288 V_p(\xi)$$

$$V_{wi2} = \frac{0.0826}{0.0927 + 0.0826} V_p(\xi) = 0.4712 V_p(\xi)$$

$$N_{wi1} = -N_{wi2} = \sum_i^{12} V_{bi1}$$

均布荷载作用下上述各项内力的计算结果见表 3-33。

3) 计算 YSW-1 在顶点集中荷载作用下墙肢及连梁的内力。在顶点集中荷载 ( $F=-28.413\text{kN}$ ) 作用下,  $\alpha_1^2=45.239$ ,  $\alpha^2=49.562$ , 由式 (3-22) 可求得

$$\Phi(\xi) = \frac{\text{sh}7.05}{\text{ch}7.05} \times \text{sh}(7.05\xi) - \text{ch}(7.05\xi) + 1, V_0 = F = -28.413\text{kN}$$

由式 (3-20) 可求得第  $i$  层连梁的约束弯矩为

$$m_i(\xi) = \Phi(\xi) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} V_0 h = \Phi(\xi) \frac{45.239}{49.562} \times (-28.413) \times 3.0 = -77.804\Phi(\xi)$$

则由式 (3-25) 可求得第  $i$  层连梁的剪力和梁端弯矩分别为

$$V_{bi1} = m_i(\xi)/a = \frac{-77.804\Phi(\xi)}{4.708} = -16.526\Phi(\xi)$$

$$M_{bi1} = V_{bi1} \frac{l_{b1}}{2} = -16.526\Phi(\xi) \times \frac{2.30}{2} = -19.005\Phi(\xi)$$

顶点集中荷载在第  $i$  层产生的弯矩和剪力分别为

$$M_p(\xi) = FH(1-\xi) = -28.413 \times 36.0(1-\xi) = -1022.868(1-\xi)$$

$$V_p(\xi) = F = -28.413\text{kN}$$

则由式 (3-26)~式 (3-28) 可求得两墙肢的弯矩、剪力和轴力分别为

$$M_{wi1} = -\frac{0.3761}{0.6242} \times \left[ M_p(\xi) - \sum_i^{12} m_i(\xi) \right] = -0.6025 \left[ M_p(\xi) - \sum_i^{12} m_i(\xi) \right]$$

$$M_{wi2} = -\frac{0.2481}{0.6242} \times \left[ M_p(\xi) - \sum_i^{12} m_i(\xi) \right] = -0.3975 \left[ M_p(\xi) - \sum_i^{12} m_i(\xi) \right]$$

$$V_{wi1} = \frac{0.0927}{0.0927+0.0826} \times (-28.413) = -15.025\text{kN}$$

$$V_{wi2} = \frac{0.0826}{0.0927+0.0826} \times (-28.413) = -13.388\text{kN}$$

$$N_{wi1} = -N_{wi2} = \sum_i^{12} V_{bi1}$$

顶点集中荷载作用下上述各项内力的计算结果见表 3-34; YSW-1 在地震作用下的总内力等于上述均布荷载和顶点集中荷载作用下的内力之和, 见表 3-35。

### 3.5.10 风荷载作用下结构内力计算

#### 1. 总剪力墙、总框架内力计算

作用在结构上的风荷载可以是自左向右作用(左风)或自右向左作用(右风), 其在墙肢中产生的内力大小相等方向相反。本例仅计算左风作用下产生的内力; 同时, 墙肢截面内力正负号规定与水平地震作用下的相同。

在风荷载作用下, 剪力墙结构应分别按倒三角形分布荷载和均布荷载作用计算内力。

(1) 在倒三角形荷载作用下 ( $q_{\max} = 72.395\text{kN/m}$ ), 分别按式 (4-22)、式 (4-23) 和式 (4-24) 计算总剪力墙的弯矩、剪力和总壁式框架的剪力, 计算结果见表 3-36, 计算公式与水平地震作用(倒三角分布荷载)下的相似, 具体公式从略。

(2) 均布荷载作用下 ( $q = 1.517\text{kN/m}$ ), 分别按式 (4-17)、式 (4-18) 和式 (4-19) 计算总剪力墙的弯矩、剪力和总壁式框架的剪力, 计算结果见表 3-36, 计算公式为

$$M_w = \frac{1.517 \times 36.0^2}{1.342^2} \left[ 1 + 1.342 \times \text{sh}(1.342\xi) - \left( \frac{1.342 \times \text{sh}1.342 + 1}{\text{ch}1.342} \right) \times \text{ch}(1.342\xi) \right]$$

$$V_w = 1.517 \times 36.0 \times \left[ \text{ch}(1.342\xi) - \left( \frac{1.342 \times \text{sh}1.342 + 1}{1.342 \times \text{ch}1.342} \right) \times \text{sh}(1.342\xi) \right]$$

$$V_f = 1.517 \times 36.0 \times \left[ \left( \frac{1.342 \times \text{sh}1.342 + 1}{1.342 \times \text{ch}1.342} \right) \times \text{sh}(1.342\xi) - \text{ch}(1.342\xi) - \xi + 1 \right]$$

表 3-33

YSW-1 在均布荷载作用下墙肢及连梁的内力

层次	$\xi$	$\phi(\xi)$	$m_i(\xi)$ (kN·m)	$\sum_{i=1}^{12} m_i(\xi)$ (kN·m)	$M_p(\xi)$ (kN·m)	$V_p(\xi)$ (kN)	左墙肢内力			右墙肢内力			连梁内力	
							$M_{w1}$ (kN·m)	$V_{w1}$ (kN)	$N_{w1}$ (kN)	$M_{w2}$ (kN·m)	$V_{w2}$ (kN)	$N_{w2}$ (kN)	$M_{l1}$ (kN·m)	$V_{l1}$ (kN)
12	顶 底	1.000	0.140	205.126	0.000	0.000	123.588	0.000	-43.570	81.537	0.000	43.570	50.105	43.570
11	顶 底	0.917	0.223	326.738	66.349	44.411	83.613	23.484	-112.971	185.042	20.926	112.971	79.810	69.401
10	顶 底	0.833	0.306	448.348	66.349	89.356	280.473	47.251	-208.202	104.645	42.105	208.202	109.516	95.231
9	顶 底	0.750	0.387	567.029	601.952	133.767	569.537	70.736	-328.642	375.752	63.031	328.642	138.505	120.440
8	顶 底	0.667	0.466	682.779	1067.997	178.178	288.745	94.221	-473.667	461.904	83.957	473.667	166.779	145.025
7	顶 底	0.583	0.542	794.134	1674.764	223.123	334.542	117.987	-642.344	536.382	105.136	642.344	193.979	168.677
6	顶 底	0.500	0.612	896.697	2407.806	267.534	371.350	141.472	-832.806	601.435	126.062	832.806	219.031	190.462
5	顶 底	0.417	0.672	984.608	3273.547	311.945	983.227	164.957	-1041.941	648.685	146.989	1041.941	240.505	209.135
4	顶 底	0.333	0.713	1044.68	4284.825	356.890	373.932	188.723	-1263.836	246.702	168.167	1263.836	255.178	221.895
3	顶 底	0.250	0.720	1054.938	5417.564	401.301	1003.352	212.208	-1487.909	661.962	189.093	1487.909	257.684	224.073
2	顶 底	0.167	0.667	977.282	6683.000	445.712	956.477	235.693	-1695.488	516.495	210.020	1695.488	238.715	207.579
1	顶 底	0.083	0.502	735.525	8098.790	490.657	782.864	259.459	-1851.717	-46.281	231.198	1851.717	179.663	156.229

表 3-34

YSW-1 在顶点集中荷载作用下墙肢及连梁的内力

层次	$\xi$	$\phi(\xi)$	$m_i(\xi)$ (kN·m)	$\sum_{i=1}^{12} m_i(\xi)$ (kN·m)	$M_p(\xi)$ (kN·m)	$V_p(\xi)$ (kN)	左墙肢内力			右墙肢内力			连梁内力	
							$M_{w1}$ (kN·m)	$V_{w1}$ (kN)	$N_{w1}$ (kN)	$M_{w2}$ (kN·m)	$V_{w2}$ (kN)	$N_{w2}$ (kN)	$M_{l1}$ (kN·m)	$V_{l1}$ (kN)
12	顶	1.000	0.998	-77.648	-0.000	-28.413	-46.783	-15.025	16.493	-30.865	-13.388	-16.493	-18.967	-16.493
	底				-84.898		4.368			2.882				
11	顶	0.917	0.998	-77.648	-84.898	-28.413	-42.415	-15.025	32.986	-27.983	-13.388	-32.986	-18.967	-16.493
	底				-170.819		9.353			6.170				
10	顶	0.833	0.997	-77.571	-170.819	-28.413	-37.384	-15.025	49.462	-24.664	-13.388	-49.462	-18.948	-16.476
	底				-255.717		13.767			9.083				
9	顶	0.750	0.995	-77.415	-255.717	-28.413	-32.875	-15.025	65.905	-21.690	-13.388	-65.905	-18.910	-16.443
	底				-340.615		18.276			12.057				
8	顶	0.667	0.991	-77.104	-340.615	-28.413	-28.180	-15.025	82.282	-18.591	-13.388	-82.282	-18.834	-16.377
	底				-426.536		23.588			15.562				
7	顶	0.583	0.984	-76.559	-426.536	-28.413	-22.539	-15.025	98.544	-14.870	-13.388	-98.544	-18.701	-16.262
	底				-511.434		28.612			18.877				
6	顶	0.500	0.971	-75.548	-511.434	-28.413	-16.906	-15.025	114.591	-11.153	-13.388	-114.591	-18.454	-16.047
	底				-596.322		34.239			22.590				
5	顶	0.417	0.947	-73.680	-596.322	-28.413	-10.153	-15.025	130.241	-6.698	-13.388	-130.241	-17.998	-15.650
	底				-682.253		41.621			27.459				
4	顶	0.333	0.904	-70.335	-682.253	-28.413	-0.756	-15.025	145.181	-0.499	-13.388	-145.181	-17.181	-14.940
	底				-767.151		50.395			33.248				
3	顶	0.250	0.828	-64.422	-767.151	-28.413	11.581	-15.025	158.865	7.640	-13.388	-158.865	-15.736	-13.684
	底				-852.049		62.732			41.387				
2	顶	0.167	0.692	-53.840	-852.049	-28.413	30.293	-15.025	170.301	19.986	-13.388	-170.301	-13.152	-11.436
	底				-937.970		82.061			54.140				
1	顶	0.083	0.443	-34.467	-937.970	-28.413	61.294	-15.025	177.622	40.439	-13.388	-177.622	-8.419	-7.321
	底				-1022.868		112.445			74.186				



YSW-1 在地震作用下墙肢及连梁的总内力

表 3-35

楼层		$\xi$	左墙肢内力			右墙肢内力			连梁内力	
			$M_{wl1}$ (kN·m)	$V_{wl1}$ (kN)	$N_{wl1}$ (kN)	$M_{wr2}$ (kN·m)	$V_{wr2}$ (kN)	$N_{wr2}$ (kN)	$M_{bl1}$ (kN·m)	$V_{bl1}$ (kN)
12	顶底	1.000	76.805 87.981	-15.025 8.459	-27.077	50.672 58.046	-13.388 7.538	27.077	31.138	27.077
11	顶底	0.917	238.058 167.966	8.459 32.226	-79.785	157.059 110.815	7.538 28.717	79.785	60.843	52.908
10	顶底	0.833	391.359 241.669	32.226 55.711	-158.740	258.199 159.441	28.717 49.643	158.740	90.568	78.755
9	顶底	0.750	536.662 307.021	55.711 79.196	-262.737	354.062 202.556	49.643 70.569	262.737	119.595	103.997
8	顶底	0.667	671.939 358.130	79.196 102.962	-391.385	443.313 236.276	70.569 91.748	391.385	147.945	128.648
7	顶底	0.583	790.469 399.962	102.962 126.447	-543.800	521.512 263.875	91.748 112.674	543.800	175.278	152.415
6	顶底	0.500	894.704 424.240	126.447 149.932	-718.215	590.282 279.893	112.674 133.601	718.215	200.577	174.415
5	顶底	0.417	973.074 415.553	149.932 173.698	-911.700	641.987 274.161	133.601 154.779	911.700	222.507	193.485
4	顶底	0.333	1002.596 371.271	173.698 197.183	-1118.655	661.463 244.946	154.779 175.651	1118.655	237.997	206.955
3	顶底	0.250	968.085 256.783	197.183 220.668	-1329.044	638.676 169.413	175.651 196.632	1329.044	241.948	210.389
2	顶底	0.167	813.157 11.911	220.668 244.434	-1525.187	536.481 7.859	196.632 217.810	1525.187	225.563	196.143
1	顶底	0.083	434.298 -437.842	244.434 277.437	-1674.095	286.529 -288.866	217.810 247.218	1674.095	171.244	148.908

风荷载作用下总剪力墙和总框架内力计算

表 3-36

层次	$H_i$ (m)	$\xi$	倒三角形荷载作用下			均布荷载作用下			总内力		
			$V_w$ (kN)	$M_w$ (kN·m)	$V_f$ (kN)	$V_w$ (kN)	$M_w$ (kN·m)	$V_f$ (kN)	$V_w$ (kN)	$M_w$ (kN·m)	$V_f$ (kN)
12	36.0	1.000	-317.140	0.000	317.371	-8.734	0.000	8.734	-325.874	0.000	326.105
11	33.0	0.917	-111.323	643.714	318.861	-4.251	20.391	8.784	-115.574	664.105	327.645
10	30.0	0.833	77.276	689.106	321.789	0.232	26.480	8.888	77.508	715.586	330.677
9	27.0	0.750	246.505	200.140	323.749	4.665	19.187	8.988	251.170	219.327	332.737
8	24.0	0.667	400.823	-771.607	322.668	9.156	-1.425	9.030	409.979	-773.032	331.698

续表

层次	$H_i$ (m)	$\xi$	倒三角形荷载作用下			均布荷载作用下			总内力		
			$V_w$ (kN)	$M_w$ (kN·m)	$V_f$ (kN)	$V_w$ (kN)	$M_w$ (kN·m)	$V_f$ (kN)	$V_w$ (kN)	$M_w$ (kN·m)	$V_f$ (kN)
7	21.0	0.583	543.777	-2204.060	316.521	13.816	-36.110	8.957	557.593	-2240.170	325.478
6	18.0	0.500	673.735	-4026.625	303.681	18.594	-84.470	8.712	692.329	-4111.095	312.393
5	15.0	0.417	794.088	-6222.710	282.494	23.602	-147.438	8.236	817.690	-6370.148	290.730
4	12.0	0.333	907.640	-8798.549	251.026	28.970	-226.836	7.456	936.610	-9025.385	258.482
3	9.0	0.250	1013.093	-11670.497	208.619	34.635	-321.759	6.324	1047.728	-11992.256	214.943
2	6.0	0.167	1113.156	-14849.145	153.649	40.731	-434.236	4.761	1153.887	-15283.381	158.410
1	3.0	0.083	1210.206	-18363.824	83.958	47.415	-567.370	2.664	1257.621	-18931.194	86.622
0	0.0	0.000	1303.136	-22120.174	0.000	54.612	-719.640	0.000	1357.748	-22839.814	0.000

## 2. 各片剪力墙内力计算

## (1) 总剪力墙内力的分配

根据表 3-30 求得的各片剪力墙的等效刚度与总剪力墙等效刚度的比值, 可由式 (3-37) 和式 (3-38) 求得各片剪力墙的内力, 见表 3-37。本例为省略篇幅, 仍然只对剪力墙 YSW-3 (整截面墙)、YSW-4 (整体小开口墙) 和 YSW-1 (双肢墙) 进行设计计算。

风荷载作用下各片剪力墙分配的内力

表 3-37

层次	$\xi$	总剪力墙内力		YSW-3		YSW-4		YSW-1	
		$V_{wi}$ (kN)	$M_{wi}$ (kN·m)	$V_{wij}$ (kN)	$M_{wij}$ (kN·m)	$V_{wij}$ (kN)	$M_{wij}$ (kN·m)	$V_{wij}$ (kN)	$M_{wij}$ (kN·m)
12	1.000	-325.874	0.000	-7.397	0.000	-10.623	0.000	-16.847	0.000
11	0.917	-115.574	664.105	-2.624	15.075	-3.768	21.650	-5.975	34.334
10	0.833	77.508	715.586	1.759	16.244	2.527	23.328	4.007	36.996
9	0.750	251.170	219.327	5.702	4.978	8.188	7.150	12.985	11.339
8	0.667	409.979	-773.032	9.307	-17.548	13.365	-25.201	21.196	-39.966
7	0.583	557.593	-2240.170	12.657	-50.852	18.178	-73.029	28.827	-115.817
6	0.500	692.329	-4111.095	15.716	-93.322	22.570	-134.022	35.793	-212.544
5	0.417	817.690	-6370.148	18.561	-144.602	26.657	-207.667	42.274	-329.337
4	0.333	936.610	-9025.385	21.261	-204.876	30.533	-294.228	48.423	-466.612
3	0.250	1047.728	-11992.256	23.783	-272.224	34.156	-390.948	54.168	-620.000
2	0.167	1153.887	-15283.381	26.193	-346.933	37.617	-498.238	59.656	-790.151
1	0.083	1257.621	-18931.194	28.548	-429.738	40.998	-617.157	65.019	-978.743
	0.000	1357.748	-22839.814	30.821	-518.464	44.263	-744.578	70.196	-1180.818

## (2) YSW-4 (整体小开口墙) 墙肢和连梁内力计算

对整体小开口墙, 由式 (3-11) 和式 (3-13) 可计算求得墙肢截面内力和连梁内力, 具体计算公式与水平地震作用相同, 此处从略。墙肢和连梁内力计算结果见表 3-38。

YSW-4 在风荷载作用下墙肢及连梁内力

表 3-38

层次	$\xi$	总内力		左墙肢内力			右墙肢内力			连梁	
		$V_{wi}$ (kN)	$M_{wi}$ (kN·m)	$M_{wl1}$ (kN·m)	$V_{wl1}$ (kN)	$N_{wl1}$ (kN)	$M_{wr2}$ (kN·m)	$V_{wr2}$ (kN)	$N_{wr2}$ (kN)	$M_{bl1}$ (kN·m)	$V_{bl1}$ (kN)
12	1.000	-10.623	0.000	0.000	-6.756	0.000	0.000	-3.867	0.000	-4.438	-4.438
11	0.917	-3.768	21.650	2.672	-2.396	4.438	1.589	-1.372	-4.438	-0.344	-0.344
10	0.833	2.527	23.328	2.879	1.607	4.782	1.712	0.920	-4.782	3.316	3.316
9	0.750	8.188	7.150	0.882	5.207	1.466	0.525	2.980	-1.466	6.632	6.632
8	0.667	13.365	-25.201	-3.110	8.500	-5.166	-1.850	4.865	5.166	9.805	9.805
7	0.583	18.178	-73.029	-9.012	11.561	-14.971	-5.360	6.617	14.971	12.503	12.503
6	0.500	22.570	-134.022	-16.538	14.355	-27.474	-9.837	8.215	27.474	15.098	15.098
5	0.417	26.657	-207.667	-25.626	16.954	-42.572	-15.243	9.703	42.572	17.745	17.745
4	0.333	30.533	-294.228	-36.308	19.419	-60.317	-21.596	11.114	60.317	19.827	19.827
3	0.250	34.156	-390.948	-48.243	21.723	-80.144	-28.695	12.433	80.144	21.995	21.995
2	0.167	37.617	-498.238	-61.483	23.924	-102.139	-36.571	13.693	102.139	24.378	24.378
1	0.083	40.998	-617.157	-76.127	26.075	-126.517	-45.299	14.923	126.517	26.122	26.122
	0.000	44.263	-744.578	-91.881	28.151	-152.639	-54.652	16.112	152.639		

## (3) YSW-1 (双肢墙) 墙肢和连梁内力计算

## 1) 剪力图的分解

图 3-26 为 YSW-1 剪力墙实际分布的剪力图。根据剪力图面积相等原则将曲线分布的剪力图近似简化为直线分布的剪力图 (图 3-25c), 并将其分解为均布荷载和顶点集中荷载作用下两种剪力图的叠加, 如图 3-25 所示。由此可以计算出实际分布的剪力图负面积为 39.598, 正面积为 1218.740。由图 3-26 可得:

$$\frac{1}{2}F \times \frac{F}{q} = 39.598, \quad \frac{1}{2}(qH - F)\left(H - \frac{F}{q}\right) = 1218.740$$

联立上述方程组可求得:

$$F = \left(1 + \sqrt{\frac{1218.740}{39.598}}\right) \times \frac{2 \times 39.598}{36.0} = 14.404 \text{ kN}, \quad q = \frac{14.404^2}{2 \times 39.598} = 2.620 \text{ kN/m}$$

2) 计算 YSW-1 在均布荷载作用下墙肢及连梁的内力。根据表 3-17 可得  $\alpha_1 = 6.726$ ,  $\alpha = 7.05$ , 由式 (3-22) 可求得

$$\Phi(\xi) = -\frac{\text{ch}(7.05(1-\xi))}{\text{ch}7.05} + \frac{\text{sh}(7.05\xi)}{7.05 \times \text{ch}7.05} + (1-\xi)$$

$$V_0 = qH = 2.620 \times 36.0 = 94.320 \text{ kN}$$

由式 (3-20) 可求得第  $i$  层连梁的约束弯矩为

$$m_i(\xi) = \Phi(\xi) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} V_0 h$$

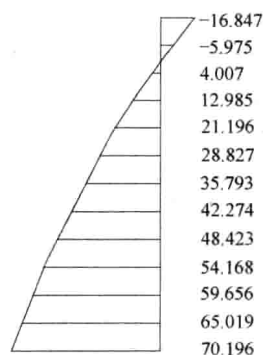


图 3-26 YSW-1 实际剪力图

$$= \Phi(\xi) \frac{45.239}{49.562} \times 94.320 \times 3.0 = 258.279\Phi(\xi)$$

则由式 (3-25) 可求得第  $i$  层连梁的剪力和梁端弯矩分别为

$$V_{bi1} = m_i(\xi)/a = \frac{258.279\Phi(\xi)}{4.708} = 54.860\Phi(\xi)$$

$$M_{bi1} = V_{bi1} \frac{l_{b1}}{2} = 54.860\Phi(\xi) \times \frac{2.30}{2} = 63.089\Phi(\xi)$$

均布荷载在第  $i$  层产生的弯矩和剪力分别为

$$M_p(\xi) = \frac{1}{2}(1-\xi)^2 qH^2 = 1697.760(1-\xi)^2, V_p(\xi) = qH(1-\xi) = 94.320(1-\xi)$$

则由式 (3-26)~式 (3-28) 可求得两墙肢的弯矩、剪力和轴力。计算结果见表 3-39。

3) 计算 YSW-1 在顶点集中荷载作用下墙肢及连梁的内力。在顶点集中荷载 ( $F = -14.404\text{kN}$ ) 作用下, 由式 (3-22) 可求得

$$\Phi(\xi) = \frac{\text{sh}7.05}{\text{ch}7.05} \times \text{sh}(7.05\xi) - \text{ch}(7.05\xi) + 1, V_0 = F = -14.404\text{kN}$$

由式 (3-20) 可求得第  $i$  层连梁的约束弯矩为

$$m_i(\xi) = \Phi(\xi) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} V_0 h = \Phi(\xi) \frac{45.239}{49.562} \times (-14.404) \times 3.0 = -39.443\Phi(\xi)$$

则由式 (3-25) 可求得第  $i$  层连梁的剪力和梁端弯矩分别为

$$V_{bi1} = m_i(\xi)/a = \frac{-39.443\Phi(\xi)}{4.708} = -8.378\Phi(\xi)$$

$$M_{bi1} = V_{bi1} \frac{l_{b1}}{2} = -8.378\Phi(\xi) \times \frac{2.30}{2} = -9.635\Phi(\xi)$$

顶点集中荷载在第  $i$  层产生的弯矩和剪力分别为

$$M_p(\xi) = FH(1-\xi) = -14.404 \times 36.0(1-\xi) = -518.554(1-\xi)$$

$$V_p(\xi) = -V_0 = -14.404\text{kN}$$

则由式 (3-26)~式 (3-28) 可求得两墙肢的弯矩、剪力和轴力分别为

$$M_{wi1} = -\frac{0.3761}{0.6242} \times \left[ M_p(\xi) - \sum_i^{12} m_i(\xi) \right], M_{wi2} = -\frac{0.2481}{0.6242} \times \left[ M_p(\xi) - \sum_i^{12} m_i(\xi) \right]$$

$$V_{wi1} = \frac{0.0927}{0.0927+0.0826} \times (-14.404) = -7.617\text{kN}$$

$$V_{wi2} = \frac{0.0826}{0.0927+0.0826} \times (-14.404) = -6.787\text{kN}, N_{wi1} = -N_{wi2} = \sum_i^{12} V_{bi1}$$

顶点集中荷载作用下上述各项内力的计算结果见表 3-40; 在风荷载作用下, YSW-1 的总内力等于上述均布荷载和顶点集中荷载作用下的内力之和, 见表 3-41。

### 3.5.11 竖向荷载作用下结构内力计算

竖向荷载包括竖向恒载和竖向活载。在竖向荷载作用下, 可近似地认为各片剪力墙只承受轴向力, 且规定以受压为正, 其弯矩和剪力等于零。各片剪力墙承受的轴力由墙体自重和楼板传来的荷载两部分组成, 其中楼板传来的荷载可近似地按其受荷面积, 不考虑结构的连续性进行分配计算。在计算墙肢轴力时, 以洞口中线作为荷载分界线。

YSW-1 在均布荷载作用下墙肢及连梁的内力

表 3-39

层次	$\xi$	$\phi(\xi)$	$m_i(\xi)$ (kN·m)	$\sum_{i=1}^{12} m_i(\xi)$ (kN·m)	$M_p(\xi)$ (kN·m)	$V_p(\xi)$ (kN)	左墙肢内力			右墙肢内力			连梁内力	
							$M_{w1}$ (kN·m)	$V_{w1}$ (kN)	$N_{w1}$ (kN)	$M_{w2}$ (kN·m)	$V_{w2}$ (kN)	$N_{w2}$ (kN)	$M_{l1}$ (kN·m)	$V_{l1}$ (kN)
12	顶 底	1.000	0.140	36.159	0.000 11.696	0.000 7.828	21.786 14.739	0.000 4.139	-7.680	14.373 9.724	0.000 3.669	7.680	8.832	7.680
11	顶 底	0.917	0.223	57.596	11.696 47.348	7.828 15.751	49.441 27.960	4.139 8.329	-19.914	36.618 18.447	3.669 7.422	19.914	14.069	12.234
10	顶 底	0.833	0.306	79.033	47.348 106.110	15.751 23.580	75.578 40.174	8.329 12.469	-36.701	49.862 26.504	7.422 11.111	36.701	19.305	16.787
9	顶 底	0.750	0.387	99.954	106.110 188.263	23.580 31.409	100.396 50.898	12.469 16.609	-57.932	66.236 33.580	11.111 14.800	57.932	24.415	21.231
8	顶 底	0.667	0.466	120.358	188.263 295.222	31.409 39.331	123.414 58.971	16.609 20.798	-83.497	81.423 38.907	14.800 18.533	83.497	29.399	25.565
7	顶 底	0.583	0.542	139.987	295.222 424.440	39.331 47.160	143.314 65.460	20.798 24.938	-113.231	94.551 43.187	18.533 22.222	113.231	34.194	29.734
6	顶 底	0.500	0.612	158.067	424.440 577.050	47.160 54.989	160.695 68.748	24.938 29.078	-146.805	106.019 45.356	22.222 25.911	146.805	38.610	33.574
5	顶 底	0.417	0.672	173.563	577.050 755.315	54.989 62.911	173.319 65.915	29.078 33.267	-183.671	114.348 43.487	25.911 29.644	183.671	42.396	36.866
4	顶 底	0.333	0.713	184.152	755.315 954.990	62.911 70.740	176.866 56.562	33.267 37.407	-222.786	116.688 37.317	29.644 33.333	222.786	44.982	39.115
3	顶 底	0.250	0.720	185.961	954.990 1178.057	70.740 78.569	168.604 34.205	37.407 41.547	-262.285	111.236 22.567	33.333 37.022	262.285	45.424	39.499
2	顶 底	0.167	0.667	172.272	1178.057 1427.628	78.569 86.491	138.000 -12.369	41.547 45.736	-298.877	91.045 -8.159	37.022 40.755	298.877	42.080	36.592
1	顶 底	0.083	0.502	129.656	1427.628 1697.760	86.491 94.320	65.751 -97.004	45.736 49.876	-326.417	43.379 -63.998	40.755 44.444	326.417	31.671	27.540

YSW-1 在顶点集中荷载作用下端肢及连梁的内力

表 3-40

层次	$\xi$	$\phi(\xi)$	$m_i(\xi)$ (kN · m)	$\sum_{i=1}^{12} m_i(\xi)$ (kN · m)	$M_p(\xi)$ (kN · m)	$V_p(\xi)$ (kN)	左端肢内力			右端肢内力			连梁内力	
							$M_{w1}$ (kN · m)	$V_{w1}$ (kN)	$N_{w1}$ (kN)	$M_{w2}$ (kN · m)	$V_{w2}$ (kN)	$N_{w2}$ (kN)	$M_{b1}$ (kN · m)	$V_{b1}$ (kN)
12	顶 底	1.000	0.998	-39.364	0.000 -43.040	-14.404	-23.718 2.215	-7.617	8.361	-15.646 1.461	-6.787	-8.361	-9.616	-8.361
11	顶 底	0.917	0.998	-39.364	-43.040 -86.599	-14.404	-21.503 4.743	-7.617	16.722	-14.185 3.128	-6.787	-16.722	-9.616	-8.361
10	顶 底	0.833	0.997	-39.325	-86.599 -129.639	-14.404	-18.952 6.981	-7.617	25.075	-12.502 4.605	-6.787	-25.075	-9.606	-8.353
9	顶 底	0.750	0.995	-39.246	-129.639 -172.678	-14.404	-16.666 9.266	-7.617	33.411	-10.994 6.113	-6.787	-33.411	-9.587	-8.336
8	顶 底	0.667	0.991	-39.088	-172.678 -216.237	-14.404	-14.285 11.960	-7.617	41.713	-9.423 7.890	-6.787	-41.713	-9.548	-8.302
7	顶 底	0.583	0.984	-38.812	-216.237 -259.277	-14.404	-11.425 14.508	-7.617	49.957	-7.537 9.570	-6.787	-49.957	-9.481	-8.244
6	顶 底	0.500	0.971	-38.299	-259.277 -302.317	-14.404	-8.569 17.364	-7.617	58.092	-5.652 11.455	-6.787	-58.092	-9.356	-8.135
5	顶 底	0.417	0.947	-37.353	-302.317 -345.876	-14.404	-5.142 21.104	-7.617	66.026	-3.392 13.921	-6.787	-66.026	-9.124	-7.934
4	顶 底	0.333	0.904	-35.657	-345.876 -388.916	-14.404	-0.381 25.552	-7.617	73.600	-0.251 16.856	-6.787	-73.600	-8.710	-7.574
3	顶 底	0.250	0.828	-32.659	-388.916 -431.955	-14.404	5.874 31.806	-7.617	80.537	3.875 20.982	-6.787	-80.537	-7.978	-6.937
2	顶 底	0.167	0.692	-27.295	-431.955 -475.514	-14.404	15.360 41.606	-7.617	86.335	10.133 27.446	-6.787	-86.335	-6.667	-5.798
1	顶 底	0.083	0.443	-17.473	-475.514 -518.554	-14.404	31.078 57.011	-7.617	90.046	20.501 37.608	-6.787	-90.046	-4.268	-3.711

YSW-1 在风荷载作用下墙肢及连梁的总内力

表 3-41

楼层		$\xi$	左墙肢内力			右墙肢内力			连梁内力	
			$M_{wl1}$ (kN·m)	$V_{wl1}$ (kN)	$N_{wl1}$ (kN)	$M_{wr2}$ (kN·m)	$V_{wr2}$ (kN)	$N_{wr2}$ (kN)	$M_{bl1}$ (kN·m)	$V_{bl1}$ (kN)
12	顶底	1.000	-1.932 16.954	-7.617 -3.478	0.681	-1.273 11.185	-6.787 -3.118	-0.681	-0.784	-0.681
11	顶底	0.917	27.938 32.703	-3.478 0.712	-3.192	22.433 21.575	-3.118 0.635	3.192	4.453	3.873
10	顶底	0.833	56.626 47.155	0.712 4.852	-11.626	37.360 31.109	0.635 4.324	11.626	9.699	8.434
9	顶底	0.750	83.730 60.164	4.852 8.992	-24.521	55.242 39.693	4.324 8.013	24.521	14.828	12.895
8	顶底	0.667	109.129 70.931	8.992 13.181	-41.784	72.000 46.797	8.013 11.746	41.784	19.851	17.263
7	顶底	0.583	131.889 79.968	13.181 17.321	-63.274	87.014 52.757	11.746 15.435	63.274	24.713	21.490
6	顶底	0.500	152.126 86.112	17.321 21.461	-88.713	100.367 56.811	15.435 19.124	88.713	29.254	25.439
5	顶底	0.417	168.177 87.019	21.461 25.650	-117.645	110.956 57.408	19.124 22.857	117.645	33.272	28.932
4	顶底	0.333	176.485 82.114	25.650 29.790	-149.186	116.437 54.173	22.857 26.546	149.186	36.272	31.541
3	顶底	0.250	174.478 66.011	29.790 33.930	-181.748	115.111 43.549	26.546 30.235	181.748	37.446	32.562
2	顶底	0.167	153.360 29.237	33.930 38.119	-212.542	101.178 19.287	30.235 33.968	212.542	35.413	30.794
1	顶底	0.083	96.829 -39.993	38.119 42.259	-236.371	63.880 -26.390	33.968 37.657	236.371	27.403	23.829

## 1. YSW-3 (整截面墙)

YSW-3 楼(屋)面荷载传递方式分别如图 3-27 (a)、图 3-28 (a) 所示。

## (1) 恒载

## ① 腹板

屋面  $5.160 \times 1.65 = 8.514 \text{ kN/m}$   $5.160 \times 1.05 = 5.418 \text{ kN/m}$  $5.160 \times 1.50 = 7.740 \text{ kN/m}$ 楼面  $3.742 \times 1.65 = 6.174 \text{ kN/m}$   $3.742 \times 1.05 = 3.929 \text{ kN/m}$  $3.742 \times 1.50 = 5.613 \text{ kN/m}$ 墙体自重  $5.640 \times 3.00 = 16.920 \text{ kN/m}$ 

屋面集中恒载

$$P_1 = [2.1 \times 1.05 \times 0.5 + 1.5 \times 0.75 \times 0.5 + (0.6 + 3.6) \times 1.5 \times 0.5] \times 0.5 \times 5.160 + [(0.6 + 2.7) \times 1.05 \times 0.5 - 0.4 \times 0.4 \times 0.5] \times 0.25 \times 5.160 + [(1.2 + 2.7) \times 0.75 \times 0.5 - 0.4 \times 0.4 \times 0.5] \times 0.25 \times 5.160 + 3.4 \times 1.512 \times 0.5 + 2.3 \times 1.512 \times 0.25 = 19.544 \text{ kN}$$

楼面集中恒载

$$P_1 = [2.1 \times 1.05 \times 0.5 + 1.5 \times 0.75 \times 0.5 + (0.6 + 3.6) \times 1.5 \times 0.5] \times 0.5 \times 3.742 + [(0.6 + 2.7) \times 1.05 \times 0.5 - 0.4 \times 0.4 \times 0.5] \times 0.25 \times 3.742 + [(1.2 + 2.7) \times 0.75 \times 0.5 - 0.4 \times 0.4 \times 0.5] \times 0.25 \times 3.742 + 3.4 \times 1.512 \times 0.5 + 2.3 \times 1.512 \times 0.25 = 15.357 \text{ kN}$$

$$P_2 = 3.3 \times 1.65 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.742 + (1.2 + 3.3) \times 1.05 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.742 + 3.1 \times 1.512 \times 0.5 = 11.856 \text{ kN}$$

② 翼缘

$$\text{屋面} \quad 5.160 \times 1.65 = 8.514 \text{ kN/m} \quad 5.160 \times 1.05 = 5.418 \text{ kN/m}$$

$$\text{楼面} \quad 3.742 \times 1.65 = 6.174 \text{ kN/m} \quad 3.742 \times 1.05 = 3.929 \text{ kN/m}$$

$$\text{墙体自重} \quad 5.880 \times 3.00 = 17.640 \text{ kN/m}$$

$$\text{女儿墙自重} \quad 3.260 \times 1.50 = 4.890 \text{ kN/m}$$

(2) 活载

① 腹板

$$\text{屋面活载} \quad 0.5 \times 1.65 = 0.825 \text{ kN/m} \quad 0.5 \times 1.05 = 0.525 \text{ kN/m}$$

$$0.5 \times 1.50 = 0.750 \text{ kN/m}$$

$$\text{屋面雪载} \quad 0.25 \times 1.65 = 0.413 \text{ kN/m} \quad 0.25 \times 1.05 = 0.263 \text{ kN/m}$$

$$0.25 \times 1.50 = 0.375 \text{ kN/m}$$

$$\text{楼面} \quad 2.0 \times 1.65 = 3.300 \text{ kN/m} \quad 2.0 \times 1.05 = 2.100 \text{ kN/m}$$

$$2.0 \times 1.50 = 3.000 \text{ kN/m}$$

屋面集中活载

$$Q_1 = [2.1 \times 1.05 \times 0.5 + 1.5 \times 0.75 \times 0.5 + (0.6 + 3.6) \times 1.5 \times 0.5] \times 0.5 \times 0.5 + [(0.6 + 2.7) \times 1.05 \times 0.5 - 0.4 \times 0.4 \times 0.5] \times 0.25 \times 0.5 + [(1.2 + 2.7) \times 0.75 \times 0.5 - 0.4 \times 0.4 \times 0.5] \times 0.25 \times 0.5 = 1.476 \text{ kN}$$

屋面集中雪载

$$Q_1 = [2.1 \times 1.05 \times 0.5 + 1.5 \times 0.75 \times 0.5 + (0.6 + 3.6) \times 1.5 \times 0.5] \times 0.5 \times 0.25 + [(0.6 + 2.7) \times 1.05 \times 0.5 - 0.4 \times 0.4 \times 0.5] \times 0.25 \times 0.25 + [(1.2 + 2.7) \times 0.75 \times 0.5 - 0.4 \times 0.4 \times 0.5] \times 0.25 \times 0.25 = 0.738 \text{ kN}$$

楼面集中活载

$$Q_1 = [2.1 \times 1.05 \times 0.5 + 1.5 \times 0.75 \times 0.5 + (0.6 + 3.6) \times 1.5 \times 0.5] \times 0.5 \times 2.0 + [(0.6 + 2.7) \times 1.05 \times 0.5 - 0.4 \times 0.4 \times 0.5] \times 0.25 \times 2.0 + [(1.2 + 2.7) \times 0.75 \times 0.5 - 0.4 \times 0.4 \times 0.5] \times 0.25 \times 2.0 = 5.905 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 3.3 \times 1.65 \times 0.5 \times 0.5 \times 2.0 + (1.2 + 3.3) \times 1.05 \times 0.5 \times 0.5 \times 2.0 = 5.084 \text{ kN}$$

② 翼缘

$$\text{屋面活载} \quad 0.5 \times 1.65 = 0.825 \text{ kN/m} \quad 0.5 \times 1.05 = 0.525 \text{ kN/m}$$

$$\text{屋面雪载} \quad 0.25 \times 1.65 = 0.413 \text{ kN/m} \quad 0.25 \times 1.05 = 0.263 \text{ kN/m}$$

$$\text{楼面} \quad 2.0 \times 1.65 = 3.300 \text{ kN/m} \quad 2.0 \times 1.05 = 2.100 \text{ kN/m}$$



YSW-3 各屋面、楼层恒载和活载的分布分别见图 3-27 (b)、图 3-28 (b) 所示。在恒载和活载作用下 YSW-3 整截面墙中产生的轴力分别如表 3-42 和表 3-43 所示。

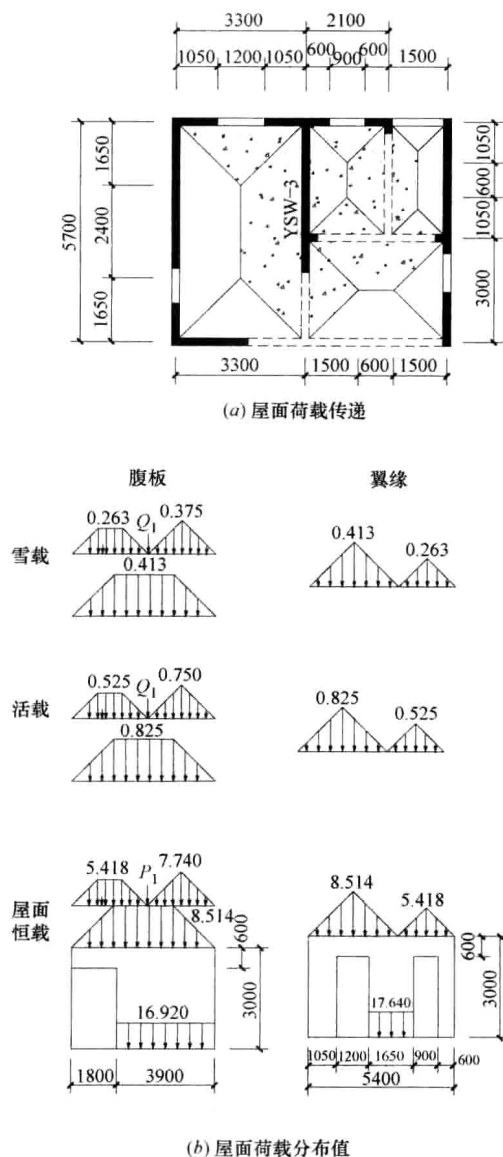


图 3-27 YSW-3 屋面荷载传递方式

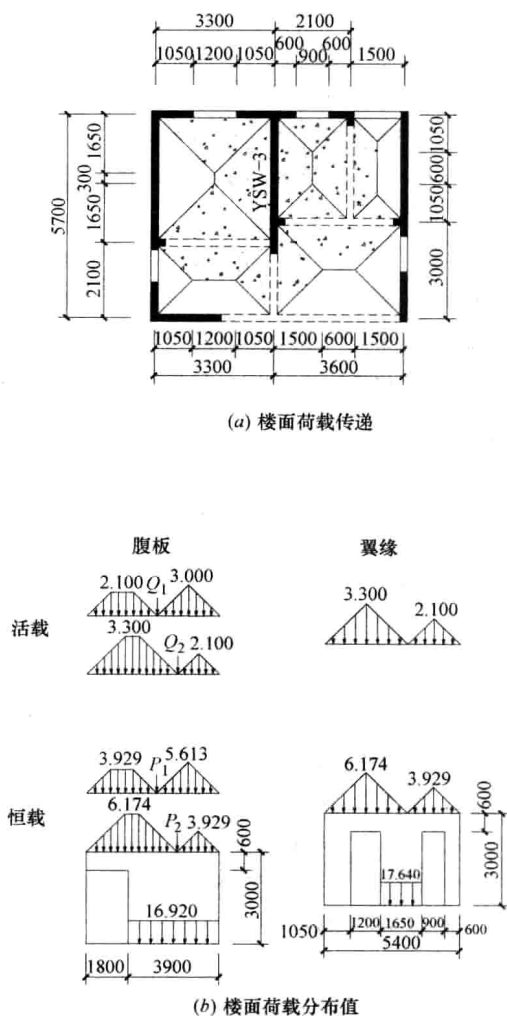


图 3-28 YSW-3 楼面荷载传递方式

## 2. YSW-4 (整体小开口墙)

YSW-4 屋面及楼面荷载传递方式相同, 如图 3-29 (a) 所示。

### (1) 恒载

#### ① 腹板

屋面  $5.160 \times 1.65 = 8.514 \text{ kN/m}$

$5.160 \times 2.25 = 11.610 \text{ kN/m}$

楼面  $3.742 \times 1.65 = 6.174 \text{ kN/m}$

$3.742 \times 2.25 = 8.420 \text{ kN/m}$

墙体自重  $5.640 \times 3.00 = 16.920 \text{ kN/m}$

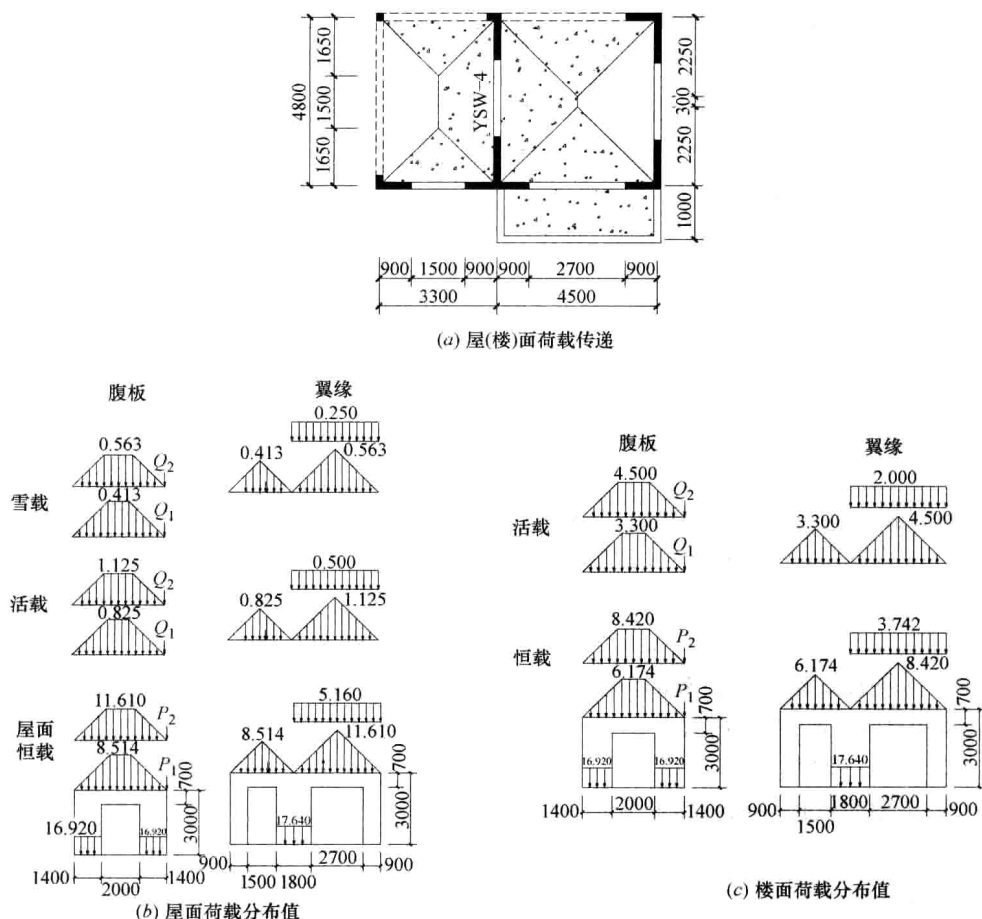


图 3-29 YSW-4 屋(楼)面荷载传递方式

屋面集中恒载

$$P_1 = 3.3 \times 1.65 \times 0.5 \times 0.5 \times 5.160 + 3.3 \times 1.512 \times 0.5 = 9.518 \text{ kN}$$

$$P_2 = (4.5 \times 2.25 \times 0.5 - 0.9 \times 0.9 \times 0.5) \times 0.5 \times 5.160 + 3.6 \times 1.512 \times 0.5 = 14.738 \text{ kN}$$

楼面集中恒载

$$P_1 = 3.3 \times 1.65 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.742 + 3.3 \times 1.512 \times 0.5 = 7.588 \text{ kN}$$

$$P_2 = (4.5 \times 2.25 \times 0.5 - 0.9 \times 0.9 \times 0.5) \times 0.5 \times 3.742 + 3.6 \times 1.512 \times 0.5 = 11.436 \text{ kN}$$

② 翼缘

屋面  $5.160 \times 1.65 = 8.514 \text{ kN/m}$   $5.160 \times 2.25 = 11.610 \text{ kN/m}$

$5.160 \times 1.00 = 5.160 \text{ kN/m}$

楼面  $3.742 \times 1.65 = 6.174 \text{ kN/m}$   $3.742 \times 2.25 = 8.420 \text{ kN/m}$

$3.742 \times 1.00 = 3.742 \text{ kN/m}$

墙体自重  $5.880 \times 3.00 = 17.640 \text{ kN/m}$

女儿墙自重  $3.260 \times 1.50 = 4.890 \text{ kN/m}$

(2) 活载

① 腹板

屋面活载	$0.5 \times 1.65 = 0.825 \text{ kN/m}$	$0.5 \times 2.25 = 1.125 \text{ kN/m}$
屋面雪载	$0.25 \times 1.65 = 0.413 \text{ kN/m}$	$0.25 \times 2.25 = 0.563 \text{ kN/m}$
楼面	$2.0 \times 1.65 = 3.300 \text{ kN/m}$	$2.0 \times 2.25 = 4.500 \text{ kN/m}$
屋面集中活载	$Q_1 = 3.3 \times 1.65 \times 0.5 \times 0.5 \times 0.5 = 0.681 \text{ kN}$ $Q_2 = (4.5 \times 2.25 \times 0.5 - 0.9 \times 0.9 \times 0.5) \times 0.5 \times 0.5 = 1.164 \text{ kN}$	
屋面集中雪载	$Q_1 = 3.3 \times 1.65 \times 0.5 \times 0.5 \times 0.25 = 0.341 \text{ kN}$ $Q_2 = (4.5 \times 2.25 \times 0.5 - 0.9 \times 0.9 \times 0.5) \times 0.5 \times 0.25 = 0.582 \text{ kN}$	
楼面集中活载	$Q_1 = 3.3 \times 1.65 \times 0.5 \times 0.5 \times 2.0 = 2.722 \text{ kN}$ $Q_2 = (4.5 \times 2.25 \times 0.5 - 0.9 \times 0.9 \times 0.5) \times 0.5 \times 2.0 = 4.656 \text{ kN}$	

## ② 翼缘

屋面活载	$0.5 \times 1.65 = 0.825 \text{ kN/m}$	$0.5 \times 2.25 = 1.125 \text{ kN/m}$
	$0.5 \times 1.00 = 0.500 \text{ kN/m}$	
屋面雪载	$0.25 \times 1.65 = 0.413 \text{ kN/m}$	$0.25 \times 2.25 = 0.563 \text{ kN/m}$
	$0.25 \times 1.00 = 0.250 \text{ kN/m}$	
楼面	$2.0 \times 1.65 = 3.300 \text{ kN/m}$	$2.0 \times 2.25 = 4.500 \text{ kN/m}$
	$2.0 \times 1.00 = 2.000 \text{ kN/m}$	

YSW-4 各楼层恒载和活载的分布分别见图 3-29 (b) 和图 3-29 (c)。在恒载和活载作用下墙体中产生的轴力分别见表 3-42 和表 3-43。

## 3. YSW-1 (双肢墙)

YSW-1 屋面及楼面荷载传递方式相同, 如图 3-30 (a) 所示。

### (1) 恒载

#### ① 腹板

屋面	$5.160 \times 0.9 = 4.644 \text{ kN/m}$	$5.160 \times 1.95 = 10.062 \text{ kN/m}$
楼面	$3.742 \times 0.9 = 3.368 \text{ kN/m}$	$3.742 \times 1.95 = 7.297 \text{ kN/m}$
墙体自重	$5.880 \times 3.00 = 17.640 \text{ kN/m}$	
女儿墙自重	$3.260 \times 1.50 = 4.890 \text{ kN/m}$	

#### 屋面集中恒载

$$P_1 = (1.2 + 3.0) \times 0.9 \times 0.5 \times 0.5 \times 5.160 + (3.9 \times 1.95 \times 0.5 - 0.9 \times 0.9 \times 0.5) \times 0.5 \times 5.160 + 3.0 \times 1.512 \times 0.5 = 15.911 \text{ kN}$$

$$P_2 = 0.45 \times 0.45 \times 0.5 \times 5.160 + 0.9 \times 2.952 \times 0.5 = 1.851 \text{ kN}$$

#### 楼面集中恒载

$$P_1 = (1.2 + 3.0) \times 0.9 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.742 + (3.9 \times 1.95 \times 0.5 - 0.9 \times 0.9 \times 0.5) \times 0.5 \times 3.742 + 3.0 \times 1.512 \times 0.5 = 12.162 \text{ kN}$$

$$P_2 = 0.45 \times 0.45 \times 0.5 \times 3.742 + 0.9 \times 2.952 \times 0.5 = 1.707 \text{ kN}$$

## ② 翼缘

屋面	$5.160 \times 1.95 = 10.062 \text{ kN/m}$
楼面	$3.742 \times 1.95 = 7.297 \text{ kN/m}$
墙体自重	$5.880 \times 3.00 = 17.640 \text{ kN/m}$
女儿墙自重	$3.260 \times 1.50 = 4.890 \text{ kN/m}$

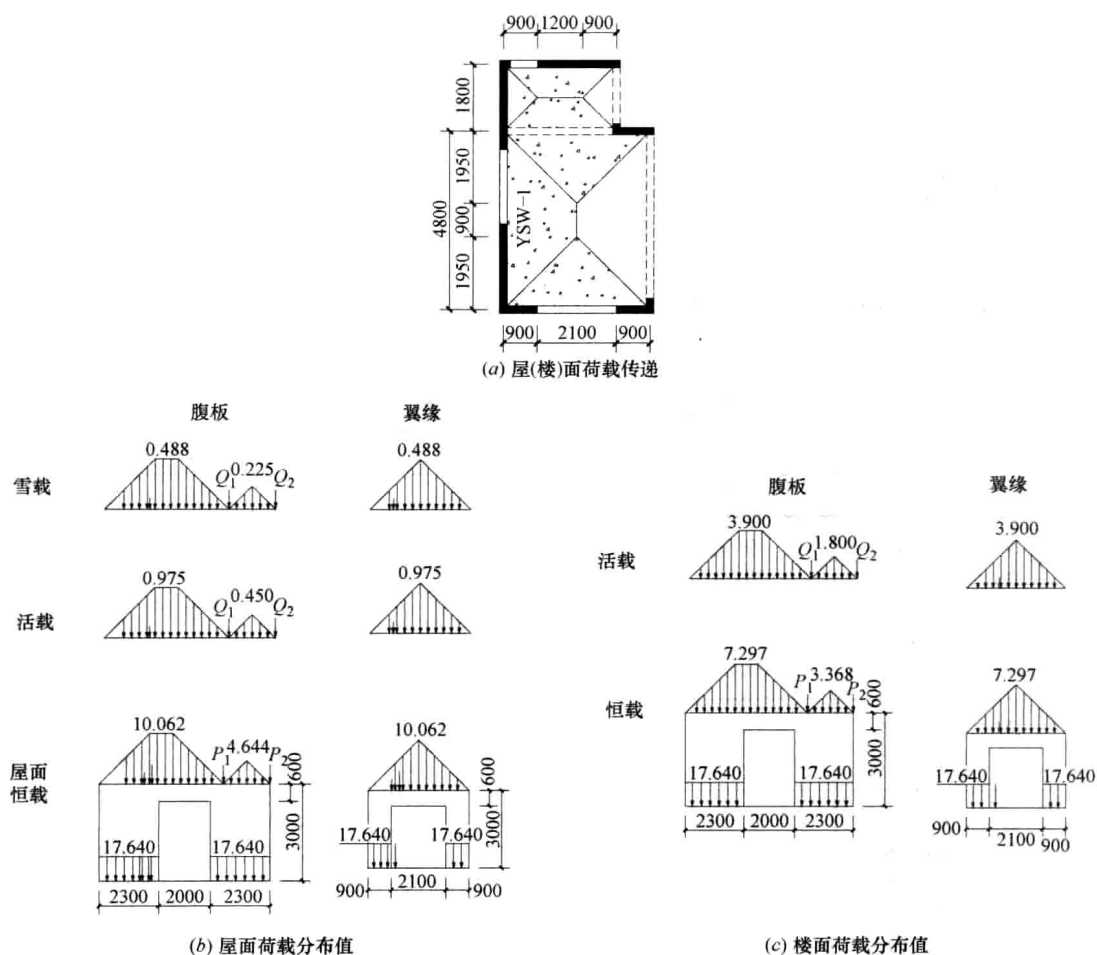


图 3-30 YSW-1 屋（楼）面荷载传递方式

## (2) 活载

### ① 腹板

屋面活载	$0.5 \times 0.9 = 0.450 \text{ kN/m}$	$0.5 \times 1.95 = 0.975 \text{ kN/m}$
屋面雪载	$0.25 \times 0.9 = 0.225 \text{ kN/m}$	$0.25 \times 1.95 = 0.488 \text{ kN/m}$
楼面	$2.0 \times 0.9 = 1.800 \text{ kN/m}$	$2.0 \times 1.95 = 3.900 \text{ kN/m}$

### 屋面集中活载

$$Q_1 = (1.2 + 3.0) \times 0.9 \times 0.5 \times 0.5 \times 0.5 + (3.9 \times 1.95 \times 0.5 - 0.9 \times 0.9 \times 0.5) \times 0.5 \times 0.5 = 1.322 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 0.45 \times 0.45 \times 0.5 \times 0.5 = 0.051 \text{ kN}$$

### 屋面集中雪载

$$Q_1 = (1.2 + 3.0) \times 0.9 \times 0.5 \times 0.5 \times 0.25 + (3.9 \times 1.95 \times 0.5 - 0.9 \times 0.9 \times 0.5) \times 0.5 \times 0.25 = 0.661 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 0.45 \times 0.45 \times 0.5 \times 0.25 = 0.026 \text{ kN}$$

### 楼面集中活载

$$Q_1 = (1.2 + 3.0) \times 0.9 \times 0.5 \times 0.5 \times 2.0 + (3.9 \times 1.95 \times 0.5 - 0.9 \times 0.9 \times 0.5) \times 0.5 \times 2.0 = 5.288 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 0.45 \times 0.45 \times 0.5 \times 2.0 = 0.203 \text{ kN}$$

## ② 翼缘

$$\text{屋面活载} \quad 0.5 \times 1.95 = 0.975 \text{ kN/m}$$

$$\text{屋面雪载} \quad 0.25 \times 1.95 = 0.488 \text{ kN/m}$$

$$\text{楼面} \quad 2.0 \times 1.95 = 3.900 \text{ kN/m}$$

YSW-4 各楼层恒载和活载的分布分别见图 3-30 (b) 和图 3-30 (c)。在恒载和活载作用下墙体中产生的轴力分别见表 3-42 和表 3-43。

恒载作用下墙体中产生的轴力 (kN)

表 3-42

层次		YSW-3	YSW-4		YSW-1	
			左墙肢	右墙肢	左墙肢	右墙肢
12	顶	102.464	78.976	54.192	58.357	42.033
	底	195.866	134.416	77.880	114.805	82.605
11	顶	273.364	177.858	118.800	138.507	102.008
	底	367.039	233.298	142.488	194.955	142.580
10	顶	444.810	276.740	183.408	218.657	161.983
	底	538.212	332.180	207.096	275.105	202.555
9	顶	615.983	375.622	230.784	298.807	221.958
	底	709.385	431.062	254.472	355.255	262.530
8	顶	787.156	474.504	295.392	378.957	281.933
	底	880.558	529.944	319.080	435.405	322.505
7	顶	958.329	573.386	342.768	459.107	341.908
	底	1051.731	628.826	366.456	515.555	382.480
6	顶	1129.502	672.268	407.376	539.257	401.883
	底	1222.904	727.708	431.064	595.705	442.455
5	顶	1300.675	771.150	471.984	619.407	461.858
	底	1394.077	826.590	495.672	675.855	502.430
4	顶	1471.848	870.032	536.592	699.557	521.833
	底	1565.250	925.472	560.280	756.005	562.405
3	顶	1643.021	968.914	601.200	779.707	601.211
	底	1736.423	1024.354	624.888	836.155	641.783
2	顶	1814.194	1067.796	665.808	859.857	661.186
	底	1907.596	1123.236	689.496	916.305	701.758
1	顶	1985.367	1166.678	730.416	940.007	721.161
	底	2078.769	1222.118	754.104	996.455	761.733

活载作用下墙体中产生的轴力 (kN)

表 3-43

层次		YSW-3	YSW-4		YSW-1	
			左墙肢	右墙肢	左墙肢	右墙肢
12	顶、底	8.232(4.116)	5.805(2.903)	4.681(2.341)	3.168(1.584)	2.290(1.145)
11	顶、底	46.243(42.127)	29.025(26.123)	23.401(21.061)	15.837(14.253)	11.448(10.303)
10	顶、底	84.254(80.138)	52.245(49.343)	42.121(39.781)	28.506(26.922)	20.606(19.461)
9	顶、底	122.265(118.149)	75.465(72.563)	60.841(58.501)	41.175(39.591)	29.764(28.619)
8	顶、底	160.276(156.160)	98.685(95.783)	79.561(77.221)	53.844(52.260)	38.922(37.777)
7	顶、底	198.287(194.171)	121.905(119.003)	98.281(95.941)	66.513(64.929)	48.080(46.935)
6	顶、底	236.298(232.181)	145.125(142.223)	117.001(114.661)	79.182(77.598)	57.238(56.093)
5	顶、底	274.309(270.193)	168.345(165.443)	135.721(133.381)	91.851(90.267)	66.396(65.251)
4	顶、底	312.320(308.204)	191.565(188.663)	154.441(152.101)	104.520(102.936)	75.554(74.409)
3	顶、底	350.331(346.215)	214.785(211.883)	173.161(170.821)	117.189(115.605)	84.712(83.567)
2	顶、底	388.342(384.226)	238.005(235.103)	191.881(189.541)	129.858(128.274)	93.870(92.725)
1	顶、底	426.353(422.237)	261.225(258.323)	210.601(208.261)	142.527(140.943)	103.028(101.883)

注：括号中的数值为屋面作用雪荷载和其他层楼面作用活荷载时的内力值。

### 3.5.12 内力组合

#### 1. 结构抗震等级

结构抗震等级与地震烈度、结构类型和房屋高度有关。由表 2-9 可知，对本例的钢筋混凝土剪力墙结构房屋，剪力墙的抗震等级为二级。

#### 2. 剪力墙内力组合

剪力墙为偏心受力构件，与柱的受力相似，故取每层的底部和顶部作为控制截面，其弯矩和轴力设计值按式 (2-25)~式(2-28) 进行组合；剪力墙的剪力设计值按式 (3-40)、式 (3-41) 进行组合。连梁主要承受水平荷载产生的内力，一般取梁端截面为控制截面，梁端弯矩参照式 (2-18)~式 (2-21) 进行组合，梁端剪力按式 (2-22)~式 (2-24) 组合。表 3-44~表 3-51 分别为 YSW-3、YSW-4 和 YSW-1 的内力组合结果。

### 3.5.13 截面设计

#### 1. YSW-3 (整截面墙) 截面设计

剪力墙底部加强区高度可取  $H/8=36/8=4.5\text{m}$  和底部两层二者的较大值，且不大于 15m，故 1~2 层为底部加强区，截面尺寸如图 3-31 所示，现以加强层为例说明计算过程，3~12 层的配筋计算过程 (省略) 和加强层一致，以下仅列出配筋结果。由于地震作用和风荷载均来自两个方向，故仅选取底层最不利的组合内力的绝对值进行计算，地震和非震情况的最不利内力分别为：

#### 地震组合

左震	$M=-4927.189\text{kN}\cdot\text{m}$	$N=2747.865\text{kN}$	$V=-266.249\text{kN}$
右震	$M=4927.189\text{kN}\cdot\text{m}$	$N=2747.865\text{kN}$	$V=266.249\text{kN}$
非地震组合	$M=725.850\text{kN}\cdot\text{m}$	$N=2496.595\text{kN}$	$V=43.149\text{kN}$

比较可见，考虑地震组合的内力为最不利内力，故下面仅按这两组内力进行截面配筋

计算。端部采用 HRB400 级钢筋，箍筋和分布钢筋采用 HPB300 级钢筋，且端部钢筋对称配置。

(1) 验算墙肢截面尺寸

$$h_{w0} = h_w - a_s = 4000 - 200 = 3800 \text{ mm}$$

由底层墙端截面组合的弯矩计算值  $M$ 、对应的截面组合剪力计算值  $V$ ，可求得计算截面处的剪跨比为

$$\lambda = \frac{M}{Vh_{w0}} = \frac{4927.189 \times 10^3}{266.249 \times 3800} = 4.87 > 2.5$$

此外，对剪力墙底部加强区范围内的剪力设计值尚需按式 (3-41a) 进行调整，即

$$V_w = 1.4V'_w = 1.4 \times 266.249 = 372.749 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2\beta_c f_c b_w h_{w0}) &= \frac{1}{0.85} \times 0.2 \times 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 3800 = 3415.529 \times 10^3 \text{ N} \\ &= 3415.529 \text{ kN} > V_w = 372.749 \text{ kN} \end{aligned}$$

满足要求。

(2) 轴压比验算

$$\frac{N}{f_c A_w} = \frac{2747.865 \times 10^3}{19.1 \times (3800 + 1650) \times 200} = 0.13 < 0.6$$

满足要求。

(3) 偏心受压正截面承载力计算

墙体竖向分布钢筋选取双排  $\Phi 10 @ 200$ ，则由式 (3-66) 可求得竖向分布钢筋的配筋率为

$$\rho_w = \frac{78.5 \times 2}{200 \times 200} = 0.39\% > \rho_{\min} = 0.25\%$$

竖向分布钢筋沿截面高度可布置  $2 \times 21 = 42$  根，则

$$A_{sw} = 78.5 \times 42 = 3297 \text{ mm}^2$$

由式 (3-55) 可求得 HRB400 级钢筋的相对界限受压区高度为

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \frac{360}{0.0033 \times 2.0 \times 10^5}} = 0.518$$

① 按左震计算 ( $M = -4927.189 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,  $N = 2747.865 \text{ kN}$ )

此时为 T 形截面，假定  $\sigma_s = f_y$ ，则由式 (3-44)、式 (3-48) 和式 (3-51) 可求得截面受压区高度为

$$\begin{aligned} x &= \frac{\gamma_{RE} N + b_w h_{w0} f_{yw} \rho_w}{\alpha_1 f_c b'_f + 1.5 b_w f_{yw} \rho_w} = \frac{0.85 \times 2747.865 \times 10^3 + 200 \times 3800 \times 270 \times 0.0039}{1.0 \times 19.1 \times 1650 + 1.5 \times 200 \times 270 \times 0.0039} \\ &= 98.52 \text{ mm} < \xi_b h_{w0} = 0.518 \times 3800 = 1968.40 \text{ mm} \end{aligned}$$

属于大偏心受压，则由式 (3-49) 和式 (3-52) 可得

$$M_c = \alpha_1 f_c b'_f x \left( h_{w0} - \frac{x}{2} \right) = 1.0 \times 19.1 \times 1650 \times 98.52 \times \left( 3800 - \frac{98.52}{2} \right) = 1164.551 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{m}$$

表 3-44

YSW-3 (实体墙) 非震时内力组合表

层次	S <sub>Gk</sub>		S <sub>Qk</sub>		S <sub>wk</sub>			1.2S <sub>Gk</sub> ±1.0×1.4S <sub>wk</sub> +0.7×1.4S <sub>Qk</sub> 或 1.0S <sub>Gk</sub> ±1.0×1.4S <sub>wk</sub> +0.7×1.4S <sub>Qk</sub>			1.2S <sub>Gk</sub> +1.0×1.4S <sub>Qk</sub> ±0.6×1.4S <sub>wk</sub> 或 1.0S <sub>Gk</sub> +1.0×1.4S <sub>Qk</sub> ±0.6×1.4S <sub>wk</sub>		
	N (kN)		N (kN)		M (kN·m)	V (kN)	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	
12	顶	102.464			0.000	-7.397	146.394	0.000	-10.356	134.482	0.000	-6.213	
	底	195.866		8.232	15.075	-2.624	272.486	203.933	-3.764	246.564	12.663	-2.204	
11	顶	273.364		46.243	15.075	-2.624	414.360	318.682	-3.764	392.777	12.663	-2.204	
	底	367.039			16.244	1.759	540.821	412.357	2.463	505.187	13.645	1.478	
10	顶	444.810		84.254	16.244	1.759	683.062	527.379	2.463	651.728	13.645	1.478	
	底	538.212			4.978	5.702	809.155	620.781	7.983	763.810	4.182	4.790	
9	顶	615.983		122.265	4.978	5.702	951.396	735.803	7.983	910.351	4.182	4.790	
	底	709.385			-17.548	9.307	1077.489	829.205	-24.567	1022.433	-14.740	7.818	
8	顶	787.156		160.276	-17.548	9.307	1219.731	944.227	-24.567	1168.974	-14.740	7.818	
	底	880.558			-50.852	12.567	1345.824	1037.628	-71.193	1281.056	-42.716	10.556	
7	顶	958.329		198.287	-50.852	12.567	1488.066	1152.650	-71.193	1427.597	-42.716	10.556	
	底	1051.731			-93.322	15.716	1614.158	1246.052	-130.651	1539.679	-78.391	13.201	
6	顶	1129.502		236.298	-93.322	15.716	1756.399	1361.074	-130.651	1686.220	-78.391	13.201	
	底	1222.904			-144.602	18.561	1882.492	1454.476	-202.443	1798.302	-121.466	15.591	
5	顶	1300.675		274.309	-144.602	18.561	2024.734	1569.498	-202.443	1944.843	-121.466	15.591	
	底	1394.077			-204.876	21.261	2150.837	1662.900	-286.826	2056.925	-172.096	17.859	
4	顶	1471.848		312.320	-204.876	21.261	2293.068	1777.922	-286.826	2203.466	-172.096	17.859	
	底	1565.250			-272.224	23.783	2419.161	1871.324	-381.114	2315.548	-228.688	19.978	
3	顶	1643.021		350.331	-272.224	23.783	2561.403	1986.345	-381.114	2462.089	-228.688	19.978	
	底	1736.423			-346.933	26.193	2687.495	2079.747	-485.706	2574.171	-291.424	22.002	
2	顶	1814.194		388.342	-346.933	26.193	2829.737	2194.769	-485.706	2720.712	-291.424	22.002	
	底	1907.596			-429.738	28.584	2955.829	2288.171	-601.633	2832.794	-360.989	24.011	
1	顶	1985.367		426.353	-429.738	28.584	3098.071	2403.193	-601.633	2979.335	-360.989	24.011	
	底	2078.769			-518.464	30.821	3224.164	2496.595	-725.850	3091.417	-435.510	25.889	

注：表中为左风作用下的组合内力；在右风作用下，弯矩和剪力大小相等，符号相反。同时，规定墙肢轴力以受压为正，受拉为负。



YSW-3 (实体墙) 地震时内力组合表

表 3-45

层次		1. 2S <sub>GE</sub>			1. 3S <sub>Elk</sub>	
		1. 2N <sub>Gk</sub> (kN)	1. 2×(0. 5N <sub>Qk</sub> )(kN)	N <sub>GE</sub> (kN)	M(kN·m)	V(kN)
12	顶	122. 957	2. 469	125. 426	0. 000	—18. 236
	底	235. 039		237. 508	7. 554	13. 971
11	顶	328. 037	25. 276	353. 313	7. 554	13. 971
	底	440. 446		465. 722	—80. 793	43. 899
10	顶	533. 772	48. 083	581. 855	—80. 793	43. 899
	底	645. 854		693. 937	—253. 477	71. 205
9	顶	739. 179	70. 899	810. 078	—253. 477	71. 205
	底	851. 262		922. 161	—504. 798	96. 599
8	顶	944. 587	93. 696	1038. 283	—504. 798	96. 599
	底	1056. 670		1150. 366	—833. 863	120. 676
7	顶	1149. 995	116. 503	1266. 498	—833. 863	120. 676
	底	1262. 077		1378. 580	—1228. 481	143. 159
6	顶	1355. 402	139. 309	1494. 711	—1228. 481	143. 159
	底	1467. 485		1606. 794	—1688. 683	164. 626
5	顶	1560. 810	162. 116	1722. 926	—1688. 683	164. 626
	底	1672. 892		1835. 008	—2218. 507	185. 586
4	顶	1766. 218	184. 922	1951. 140	—2218. 507	185. 586
	底	1878. 300		2063. 222	—2803. 469	205. 802
3	顶	1971. 625	207. 729	2179. 354	—2803. 469	205. 802
	底	2083. 708		2291. 437	—3448. 270	225. 778
2	顶	2177. 033	230. 536	2407. 569	—3448. 270	225. 778
	底	2289. 115		2519. 651	—4161. 847	246. 004
1	顶	2382. 440	253. 342	2635. 782	—4161. 847	246. 004
	底	2494. 523		2747. 865	—4927. 189	266. 249

注：表中为左震作用下的组合内力；在右震作用下，弯矩和剪力大小相等，符号相反。同时，规定墙肢轴力以受压为正，受拉为负。

$$M_{sw} = \frac{1}{2} (h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w$$

$$= \frac{1}{2} \times (3800 - 1.5 \times 98.52)^2 \times 200 \times 270 \times 0.0039 = 140.457 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4927.189 \times 10^6}{2747.865 \times 10^3} = 1793.10 \text{ mm}$$

由式 (3-45) 可求得

YSW-4 (整体小开口墙) 左墙肢非震时内力组合表

表 3-46

层次		S <sub>Gk</sub>		S <sub>wk</sub>				1.35S <sub>Gk</sub> + 0.7 × 1.4S <sub>Qk</sub>		1.2S <sub>Gk</sub> ± 1.0 × 1.4S <sub>wk</sub> + 0.7 × 1.4S <sub>Qk</sub> 或 1.0S <sub>Gk</sub> ± 1.0 × 1.4S <sub>wk</sub> + 0.7 × 1.4S <sub>Qk</sub>				1.2S <sub>Gk</sub> + 1.0 × 1.4S <sub>Qk</sub> ± 0.6 × 1.4S <sub>wk</sub> 或 1.0S <sub>Gk</sub> + 1.0 × 1.4S <sub>Qk</sub> ± 0.6 × 1.4S <sub>wk</sub>			
		N (kN)	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	N (kN)	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	左风 N (kN)	右风 N (kN)	左风 N (kN)	右风 N (kN)	M (kN·m)	V (kN)		
12	顶	78.976	5.805	0.000	0.000	-6.756	112.307	100.460	100.460	0.000	-9.458	102.898	0.000	-5.675			
	底	134.416		4.438	2.672	-2.396	187.151	173.201	160.775	3.741	-3.354	173.154	2.244	-2.012			
11	顶	177.858	29.025	4.438	2.672	-2.396	288.553	248.087	235.661	3.741	-3.354	257.793	2.244	-2.012			
	底	233.298		4.782	2.879	1.607	343.397	315.097	301.707	4.031	2.250	324.610	2.418	1.350			
10	顶	276.740	52.245	4.782	2.879	1.607	424.799	389.983	376.593	4.031	2.250	409.248	2.418	1.350			
	底	332.180		1.466	0.882	5.207	499.643	451.869	447.764	1.235	7.290	472.990	0.741	4.374			
9	顶	375.622	75.465	1.466	0.882	5.207	581.046	526.754	522.650	1.235	7.290	557.629	0.741	4.374			
	底	431.062		-5.166	-3.110	8.500	655.889	583.998	598.463	-4.354	11.900	618.586	-2.612	7.140			
8	顶	474.504	98.685	-5.166	-3.110	8.500	737.292	658.884	673.349	-4.354	11.900	703.224	-2.612	7.140			
	底	529.944		-14.971	-9.012	11.561	812.136	711.685	753.603	-12.617	16.185	761.516	-7.570	9.711			
7	顶	573.386	121.905	-14.971	-9.012	11.561	893.538	786.571	828.490	-12.617	16.185	846.155	-7.570	9.711			
	底	628.826		-27.474	-16.538	14.355	968.382	835.595	912.522	-23.153	20.097	902.180	-13.892	12.058			
6	顶	672.268	145.125	-27.474	-16.538	14.355	1049.784	910.481	987.408	-23.153	20.097	986.818	-13.892	12.058			
	底	727.708		-42.572	-25.626	16.954	1124.628	955.871	1075.073	-35.876	23.736	1040.664	-21.526	14.241			
5	顶	771.150	168.345	-42.572	-25.626	16.954	1206.031	1030.757	1149.959	-35.876	23.736	1125.303	-21.526	14.241			
	底	826.590		-60.317	-36.308	19.419	1280.875	1072.442	1241.330	-50.831	27.187	1176.925	-30.499	16.312			
4	顶	870.032	191.565	-60.317	-36.308	19.419	1362.277	1147.328	1316.216	-50.831	27.187	1261.563	-30.499	16.312			
	底	925.472		-80.144	-48.243	21.723	1437.121	1186.099	1410.502	-67.540	30.412	1311.436	-40.524	18.247			
3	顶	968.914	214.785	-80.144	-48.243	21.723	1518.523	1260.985	1485.388	-67.540	30.412	1396.075	-40.524	18.247			
	底	1024.354		-102.139	-61.483	23.924	1593.367	1296.720	1582.709	-86.076	33.494	1444.127	-51.646	20.096			
2	顶	1067.796	238.005	-102.139	-61.483	23.924	1674.770	1371.606	1657.595	-86.076	33.494	1528.765	-51.646	20.096			
	底	1123.236		-126.517	-76.127	26.075	1749.614	1404.004	1758.252	-106.578	36.505	1574.816	-63.947	21.903			
1	顶	1166.678	261.225	-126.517	-76.127	26.075	1831.016	1478.890	1833.138	-106.578	36.505	1659.454	-63.947	21.903			
	底	1222.118		-152.639	-91.881	28.151	1905.860	1508.848	1936.237	-128.633	39.414	1704.040	-77.180	23.647			

注：表中弯矩和剪力为左风作用下的组合结果，右风作用下其大小相等、符号相反。同时，规定墙肢轴力以受压为正，受拉为负。

YSW-4 (整体小开口墙) 右墙肢非震时内力组合表

表 3-47

层次		S <sub>Gk</sub>		S <sub>wk</sub>					1. 35S <sub>Gk</sub> +0. 7×1. 4S <sub>Gk</sub>		1. 2S <sub>Gk</sub> ±1. 0×1. 4S <sub>wk</sub> +0. 7×1. 4S <sub>Gk</sub> 或 1. 0S <sub>Gk</sub> ±1. 0×1. 4S <sub>wk</sub> +0. 7×1. 4S <sub>Gk</sub>				1. 2S <sub>Gk</sub> +1. 0×1. 4S <sub>Gk</sub> ±0. 6×1. 4S <sub>wk</sub> 或 1. 0S <sub>Gk</sub> +1. 0×1. 4S <sub>Gk</sub> ±0. 6×1. 4S <sub>wk</sub>			
		N (kN)	N (kN)	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	N (kN)	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	左风 N (kN)	右风 N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	左风 N (kN)	右风 N (kN)	M (kN·m)	V (kN)
12	顶	54. 192	4. 681	0. 000	0. 000	-3. 867	77. 747	69. 618	0. 000	-5. 414	69. 618	69. 618	0. 000	-5. 414	71. 583	71. 583	0. 000	-3. 248
	底	77. 880		-4. 438	1. 589	-1. 372	109. 725	91. 830	2. 225	-1. 921	91. 830	104. 257	2. 225	-1. 921	96. 281	103. 737	1. 335	-1. 152
11	顶	118. 800	23. 401	-4. 438	1. 589	-1. 372	183. 313	159. 280	2. 225	-1. 921	159. 280	171. 706	2. 225	-1. 921	171. 594	179. 049	1. 335	-1. 152
	底	142. 488		-4. 782	1. 712	0. 920	215. 292	187. 224	2. 397	1. 288	187. 224	200. 613	2. 397	1. 288	199. 730	207. 764	1. 438	0. 773
10	顶	183. 408	42. 121	-4. 782	1. 712	0. 920	288. 879	254. 673	2. 397	1. 288	254. 673	268. 063	2. 397	1. 288	275. 042	283. 076	1. 438	0. 773
	底	207. 096		-1. 466	0. 525	2. 980	320. 858	287. 741	0. 735	4. 172	287. 741	291. 846	0. 735	4. 172	306. 253	308. 716	0. 441	2. 503
9	顶	230. 784	60. 841	-1. 466	0. 525	2. 980	371. 183	334. 513	0. 735	4. 172	334. 513	338. 617	0. 735	4. 172	360. 887	363. 350	0. 441	2. 503
	底	254. 472		5. 166	-1. 850	4. 865	403. 161	372. 223	-2. 590	6. 811	372. 223	357. 758	-2. 590	6. 811	394. 883	386. 204	-1. 554	4. 087
8	顶	295. 392	79. 561	5. 166	-1. 850	4. 865	476. 749	439. 673	-2. 590	6. 811	439. 673	425. 208	-2. 590	6. 811	470. 195	461. 516	-1. 554	4. 087
	底	319. 080		14. 971	-5. 360	6. 617	508. 728	481. 825	-7. 504	9. 264	481. 825	439. 906	-7. 504	9. 264	506. 857	481. 706	-4. 502	5. 558
7	顶	342. 768	98. 281	14. 971	-5. 360	6. 617	559. 052	528. 596	-7. 504	9. 264	528. 596	486. 678	-7. 504	9. 264	561. 491	536. 339	-4. 502	5. 558
	底	366. 456		27. 474	-9. 837	8. 215	591. 031	574. 526	-13. 772	11. 501	574. 526	497. 599	-13. 772	11. 501	600. 419	554. 262	-8. 263	6. 901
6	顶	407. 376	117. 001	27. 474	-9. 837	8. 215	664. 619	641. 976	-13. 772	11. 501	641. 976	565. 049	-13. 772	11. 501	675. 731	629. 574	-8. 263	6. 901
	底	431. 064		42. 572	-15. 243	9. 703	696. 597	691. 539	-21. 340	13. 584	691. 539	572. 337	-21. 340	13. 584	716. 839	645. 318	-12. 804	8. 151
5	顶	471. 984	135. 721	42. 572	-15. 243	9. 703	770. 185	758. 998	-21. 340	13. 584	758. 998	639. 787	-21. 340	13. 584	792. 151	720. 630	-12. 804	8. 151
	底	495. 672		60. 317	-21. 596	11. 114	802. 164	812. 267	-30. 234	15. 560	812. 267	643. 369	-30. 234	15. 560	835. 482	734. 150	-18. 141	9. 336
4	顶	536. 592	154. 441	60. 317	-21. 596	11. 114	875. 751	879. 706	-30. 234	15. 560	879. 706	710. 819	-30. 234	15. 560	910. 794	809. 462	-18. 141	9. 336
	底	560. 280		80. 144	-28. 695	12. 433	907. 730	935. 890	-40. 173	17. 406	935. 890	711. 487	-40. 173	17. 406	955. 874	821. 232	-24. 104	10. 444
3	顶	601. 200	173. 161	80. 144	-28. 695	12. 433	981. 318	1003. 339	-40. 173	17. 406	1003. 339	778. 936	-40. 173	17. 406	1031. 186	896. 544	-24. 104	10. 444
	底	624. 888		102. 139	-36. 571	13. 693	1013. 297	1062. 558	-51. 199	19. 170	1062. 558	776. 569	-51. 199	19. 170	1078. 088	906. 494	-30. 720	11. 502
2	顶	665. 808	191. 881	102. 139	-36. 571	13. 693	1086. 884	1130. 008	-51. 199	19. 170	1130. 008	844. 018	-51. 199	19. 170	1153. 400	981. 806	-30. 720	11. 502
	底	689. 496		126. 517	-45. 299	14. 923	1118. 863	1192. 562	-63. 419	20. 892	1192. 562	838. 315	-63. 419	20. 892	1202. 303	189. 754	-38. 051	12. 535
1	顶	730. 416	210. 601	126. 517	-45. 299	14. 923	1192. 451	1260. 012	-63. 419	20. 892	1260. 012	905. 764	-63. 419	20. 892	1277. 615	1065. 066	-38. 051	12. 535
	底	754. 104		152. 639	-54. 652	16. 112	1224. 429	1325. 008	-76. 513	22. 557	1325. 008	897. 619	-76. 513	22. 557	1327. 983	1071. 549	-45. 907	13. 534

注：表中弯矩和剪力为左风作用下的组合结果，右风作用下其大小相等、符号相反。同时，规定墙肢轴力以受压为正，受拉为负。

表 3-48

YSW-4 (整体小开口墙) 地震时内力组合表

层次	左端肢内力						右端肢内力						连梁内力	
	1. 2S <sub>GE</sub>			1. 3S <sub>Enk</sub>			1. 2S <sub>GE</sub> + 1. 3S <sub>Enk</sub>			1. 2S <sub>GE</sub>			1. 3S <sub>Enk</sub>	
	N (kN)	N (kN)	V (kN)	M (kN·m)	N(左震) (kN)	N(右震) (kN)	N (kN)	N (kN)	V (kN)	M (kN·m)	N(左震) (kN)	N(右震) (kN)	M (kN·m)	V (kN)
12	顶 底	96.513 163.041	0.000 2.224	-16.657 12.761	0.000 1.339	96.513 165.265	96.513 160.817	66.435 94.861	-9.533 7.303	0.000 0.797	66.435 92.637	66.435 97.085	-2.224	-2.224
11	顶 底	229.103 295.631	2.224 -23.786	12.761 40.096	1.339 -14.318	231.327 271.845	226.879 319.417	155.197 183.622	7.303 22.949	0.797 -8.516	152.973 207.408	157.421 159.836	26.010	26.010
10	顶 底	361.694 428.222	-23.786 -74.625	40.096 65.036	-14.318 -44.920	337.908 353.597	385.480 502.847	243.958 272.384	22.949 37.223	-8.516 -26.719	267.744 347.009	220.172 197.759	50.839	50.839
9	顶 底	494.284 560.812	-74.625 -148.615	65.036 88.254	-44.920 -89.460	419.659 412.197	568.909 709.427	312.041 340.467	74.625 50.510	-26.719 -53.212	386.666 489.082	237.416 191.852	73.990	73.990
8	顶 底	626.875 693.403	-148.615 -245.495	88.254 110.222	-89.460 -147.775	478.260 447.908	775.490 938.898	400.803 429.229	50.510 63.084	-53.212 -87.898	549.418 674.725	252.188 183.733	96.880	96.880
7	顶 底	759.465 825.993	-245.495 -361.672	110.222 130.758	-147.775 -217.708	513.970 464.321	1004.960 1187.665	468.886 497.312	63.084 74.837	-87.898 -129.496	714.382 858.984	223.390 135.640	116.177	116.177
6	顶 底	892.055 958.583	-361.672 -497.156	130.758 150.366	-217.708 -299.264	530.383 461.427	1253.727 1455.739	557.648 586.073	74.837 86.059	-129.496 -178.006	919.320 1083.229	195.976 88.917	135.485	135.485
5	顶 底	1024.646 1091.174	-497.156 -653.141	150.366 169.510	-299.264 -393.159	527.490 438.033	1521.802 1744.315	646.409 674.835	86.059 97.015	-178.006 -233.856	1143.565 1327.976	149.253 21.694	155.984	155.984
4	顶 底	1157.236 1223.764	-653.141 -825.357	169.510 187.975	-393.159 -496.825	504.095 398.407	1810.377 2049.121	735.171 763.597	97.015 107.583	-233.856 -295.517	1388.312 1588.954	82.030 -61.760	172.216	172.216
3	顶 底	1289.827 1356.355	-825.357 -1015.231	187.975 206.219	-496.825 -611.120	464.470 341.124	2115.184 2371.586	823.933 852.358	107.583 118.026	-295.517 -363.502	1649.290 1867.589	-1.424 -162.873	189.874	189.874
2	顶 底	1422.417 1488.945	-1015.231 -1225.270	206.219 224.693	-611.120 -737.552	407.186 263.675	2437.648 2714.215	912.694 941.120	118.026 128.599	-363.502 -438.706	1927.925 2166.390	-102.537 -284.150	210.038	210.038
1	顶 底	1555.007 1621.535	-1225.270 -1450.591	224.693 243.186	-737.552 -873.185	329.737 170.944	2780.277 3072.126	1001.456 1029.881	128.599 139.182	-438.706 -519.383	2226.726 2480.472	-223.814 -420.710	225.321	225.321

注：此处规定墙肢轴力以受压为正，受拉为负。

YSW-1 (双肢墙) 左墙肢非震时内力组合表

表 3-49

层次	$S_{Qk}$		$S_{wk}$				$1.35S_{Gk} + 0.7 \times 1.4S_{Qk}$		$1.2S_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4S_{wk} + 0.7 \times 1.4S_{Qk}$ 或 $1.0S_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4S_{wk} + 0.7 \times 1.4S_{Qk}$				$1.2S_{Gk} + 1.0 \times 1.4S_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4S_{wk}$ 或 $1.0S_{Gk} + 1.0 \times 1.4S_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4S_{wk}$			
	N (kN)	N (kN)	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	N (kN)	N (kN)	M (kN·m)	N (kN)	V (kN)
12 顶	58.357		0.681	-1.932	-7.617		81.887		74.086	72.180	-10.664		79.704	-1.623		-6.398
12 底	114.805	3.168	-3.192	16.954	-3.478		158.091		136.402	145.339	-4.869		148.704	14.241		-2.922
11 顶	138.507		-3.192	27.938	-3.478		202.505		177.260	186.198	-4.869		196.780	23.468		-2.922
11 底	194.955	15.837	-11.626	32.703	0.712		278.710		233.190	265.743	0.997		261.948	27.471		0.598
10 顶	218.657		-11.626	56.626	0.712		323.123		274.048	306.601	0.997		310.024	47.566		0.598
10 底	275.105	28.506	-24.521	47.155	4.852		399.328		323.733	392.391	6.793		371.445	39.610		4.076
9 顶	298.807		-24.521	83.730	4.852		443.741		364.591	433.249	117.222		419.520	70.333		4.076
9 底	355.255	41.175	-41.784	60.164	8.992		519.946		408.160	525.155	12.589		477.273	50.538		7.553
8 顶	378.957		-41.784	109.129	8.992		564.359		449.018	566.013	152.781		525.348	91.668		7.553
8 底	435.405	53.844	-63.274	70.931	13.181		640.564		486.670	663.837	18.453		579.550	59.582		11.072
7 顶	459.107		-63.274	131.889	13.181		684.977		527.528	704.695	18.453		627.625	110.787		11.072
7 底	515.555	66.513	-88.713	79.968	17.321		761.182		559.651	808.047	24.250		678.510	67.173		14.550
6 顶	539.257		-88.713	152.126	17.321		805.595		600.509	848.905	24.250		726.585	127.786		14.550
6 底	595.705	79.182	-117.645	86.112	21.461		881.800		627.741	957.147	30.045		774.535	72.334		18.027
5 顶	619.407		-117.645	168.177	21.461		926.213		668.599	998.005	30.045		822.611	141.269		18.027
5 底	675.855	91.851	-149.186	87.019	25.650		1002.418		692.180	1109.900	35.910		868.370	73.096		21.546
4 顶	699.557		-149.186	176.485	25.650		1046.832		733.038	1150.758	35.910		916.445	148.247		21.546
4 底	756.005	104.520	-181.748	82.114	29.790		1123.036		755.188	1264.083	41.706		961.346	68.976		25.024
3 顶	779.707		-181.748	174.478	29.790		1167.450		796.046	1304.941	41.706		1009.421	146.562		25.024
3 底	836.155	117.189	-212.542	66.011	33.930		1243.654		820.672	1415.790	47.502		1055.808	55.449		28.501
2 顶	859.857		-212.542	153.360	33.930		1288.068		861.530	1456.648	47.502		1103.883	128.822		28.501
2 底	916.305	129.858	-236.371	29.237	38.119		1364.273		895.907	1557.746	53.367		1156.120	24.559		32.020
1 顶	940.007		-236.371	96.829	38.119		1408.686		936.766	1598.604	53.367		1204.195	81.336		32.020
1 底	996.455	142.527	-236.371	-39.993	42.259		1484.891		1004.503	1666.342	59.163		1276.449	-33.594		35.498

注：表中弯矩和剪力为左风作用下的组合结果，右风作用下其大小相等、符号相反。同时，规定端部轴力以受压为正，受拉为负。

表 3-50

YSW-1 (双肢墙) 右墙非震时内力组合表

层次		$S_{Qk}$		$S_{wk}$			$1.35S_{Qk}$ + $0.7 \times 1.4S_{Qk}$		$1.2S_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4S_{wk} + 0.7 \times 1.4S_{Qk}$ 或 $1.0S_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4S_{wk} + 0.7 \times 1.4S_{Qk}$				$1.2S_{Gk} + 1.0 \times 1.4S_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4S_{wk}$ 或 $1.0S_{Gk} + 1.0 \times 1.4S_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4S_{wk}$			
		N (kN)	N (kN)	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	左风		右风		
												N (kN)	M (kN·m)	N (kN)	M (kN·m)	
12	顶	42.033	2.290	-0.681	-1.273	-6.787	58.989	51.730	53.637	-1.782	-9.502	53.074	54.218	-1.069	-5.701	
	底	82.605		3.192	11.185	-3.118	113.761	105.839	96.901	15.659	-4.365	105.013	99.651	9.395	-2.619	
11	顶	102.008	11.448	3.192	22.433	-3.118	148.930	138.097	129.160	31.406	-4.365	141.118	135.756	18.844	-2.619	
	底	142.580		11.626	21.575	0.635	203.702	198.591	166.039	30.205	0.889	196.889	177.357	18.123	0.533	
10	顶	161.983	20.606	11.626	37.360	0.635	238.871	230.850	198.297	52.304	0.889	232.994	213.462	31.382	0.533	
	底	202.555		24.521	31.109	4.324	293.643	297.589	228.931	43.553	6.054	292.512	251.317	26.132	3.632	
9	顶	221.958	29.764	24.521	55.242	4.324	328.812	329.848	261.189	77.339	6.054	328.617	287.422	46.403	3.632	
	底	262.530		41.784	39.693	8.013	383.584	402.702	285.707	55.570	11.218	391.804	321.607	33.342	6.731	
8	顶	281.933	38.922	41.784	72.000	8.013	418.753	434.961	317.966	100.800	11.218	427.909	357.712	60.480	6.731	
	底	322.505		63.274	46.797	11.746	473.525	513.733	336.566	65.516	16.444	494.647	388.347	39.309	9.867	
7	顶	341.908	48.080	63.274	87.014	11.746	508.694	545.992	368.824	121.820	16.444	530.752	424.451	73.092	9.867	
	底	382.480		88.713	52.757	15.435	563.466	630.293	381.896	73.860	21.609	600.807	451.769	44.316	12.965	
6	顶	401.883	57.238	88.713	100.367	15.435	598.635	662.551	414.155	140.514	21.609	636.912	487.874	84.308	12.965	
	底	442.455		117.645	56.811	19.124	653.408	751.742	422.336	79.535	26.774	709.901	512.257	47.721	16.064	
5	顶	461.858	66.396	117.645	110.956	19.124	688.576	784.001	454.595	155.338	26.774	746.006	548.362	93.203	16.064	
	底	502.430		149.186	57.408	22.857	743.349	876.845	459.124	80.371	32.000	821.187	570.554	48.223	19.200	
4	顶	521.833	75.554	149.186	116.437	22.857	778.518	909.103	491.382	163.012	32.000	857.291	606.659	97.807	19.200	
	底	562.405		181.748	54.173	26.546	833.290	1003.376	494.482	75.842	37.164	933.330	627.993	45.505	22.299	
3	顶	601.211	84.712	181.748	115.111	26.546	894.653	1058.918	550.024	161.155	37.164	992.718	687.382	96.693	22.299	
	底	641.783		212.542	43.549	30.235	949.425	1150.716	555.599	60.969	42.329	1067.272	710.201	36.581	25.397	
2	顶	661.186	93.870	212.542	101.178	30.235	984.594	1182.975	587.857	141.649	42.329	1103.377	746.306	84.990	25.397	
	底	701.758		236.371	19.287	33.968	1039.366	1265.022	603.183	27.002	47.555	1172.079	774.976	16.201	28.533	
1	顶	721.161	103.028	236.371	63.880	33.968	1074.535	1297.280	635.441	89.432	47.555	1208.184	811.081	53.659	28.533	
	底	761.733		236.371	-26.390	37.657	1129.307	1345.966	684.128	-36.946	52.720	1256.870	859.767	-22.168	31.632	

注：表中弯矩和剪力为左风作用下的组合结果，右风作用下其大小相等、符号相反。同时，规定墙肢轴力以受压为正，受拉为负。

YSW-1 (双肢墙) 地震时内力组合表

表 3-51

层次	左墙肢内力						右墙肢内力						连梁内力	
	1. 3S <sub>Ehk</sub>			1. 2S <sub>GE</sub> + 1. 3S <sub>Ehk</sub>			1. 2S <sub>GE</sub>			1. 3S <sub>Ehk</sub>			1. 2S <sub>GE</sub> + 1. 3S <sub>Ehk</sub>	
	N (kN)	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	N(左震) (kN)	N(右震) (kN)	N (kN)	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)	N(左震) (kN)	N(右震) (kN)	M (kN·m)	V (kN)
12	70.978	-35.200	-19.533	99.847	35.778	106.178	51.127	35.200	-17.404	65.874	86.327	15.927	40.479	35.200
	138.716	-103.721	10.997	114.375	34.995	242.437	99.813	103.721	9.799	75.460	203.534	-3.908		
11	174.760	-103.721	10.997	309.475	71.039	278.481	128.591	103.721	9.799	204.177	232.312	24.870	79.096	68.780
	242.498	-206.362	41.894	218.356	36.136	448.860	177.278	206.362	37.332	144.060	383.640	-29.084		
10	278.542	-206.362	41.894	508.767	72.180	484.904	206.056	206.362	37.332	355.659	412.418	-0.306	117.738	102.382
	346.279	-341.558	72.424	314.170	4.721	687.837	254.743	341.558	64.536	207.273	596.301	-86.815		
9	382.323	-341.558	72.424	697.661	40.765	723.881	283.521	341.558	64.536	460.281	625.079	-58.037	155.474	135.196
	450.061	-508.801	102.955	399.127	-58.740	958.862	332.207	508.801	91.740	263.323	841.008	-176.594		
8	486.104	-508.801	102.955	873.521	-22.697	994.905	360.986	508.801	91.740	576.307	869.787	-147.815	192.329	167.242
	553.842	-706.940	133.851	465.569	-153.098	1260.782	409.672	706.940	119.272	307.159	1116.612	-297.268	227.861	198.140
7	589.886	-706.940	133.851	1027.610	-117.054	1296.826	438.451	706.940	119.272	677.966	1145.391	-268.489		
	657.623	-933.679	164.381	519.951	-276.056	1591.302	487.137	933.679	146.476	343.038	1420.816	-446.542		
6	693.667	-933.679	164.381	1163.115	-240.012	1627.346	515.915	933.679	146.476	767.367	1449.594	-417.764	260.750	226.740
	761.405	-1185.210	194.912	551.512	-423.805	1946.615	564.602	1185.210	173.681	363.861	1749.812	-620.608		
5	797.449	-1185.210	194.912	1264.996	-387.761	1982.659	593.390	1185.210	173.681	834.583	1778.600	-591.820	289.259	251.531
	865.186	-1454.252	225.807	540.219	-589.066	2319.438	642.067	1454.252	201.213	356.409	2096.319	-812.185		
4	901.230	-1454.252	225.807	1303.375	-553.022	2355.482	670.845	1454.252	201.213	859.902	2125.097	-783.407	309.396	269.042
	968.968	-1727.757	256.338	482.652	-758.789	2696.725	719.531	1727.757	228.346	318.430	2447.288	-1008.230		
3	1005.011	-1727.757	256.338	1258.511	-722.746	2732.768	771.593	1727.757	228.346	830.279	2499.350	-956.164	314.532	273.506
	1072.749	-1982.743	286.868	333.818	-909.994	3055.492	820.280	1982.743	255.622	220.237	2803.023	-1162.463		
2	1108.793	-1982.743	286.868	1057.104	-873.950	3091.536	849.058	1982.743	255.622	697.425	2831.801	-1133.685	293.232	254.986
	1176.530	-2176.324	317.764	15.484	-999.794	3352.854	897.745	2176.324	283.153	10.217	3074.069	-1278.579		
1	1212.574	-2176.324	317.764	564.587	-963.750	3388.898	926.523	2176.324	283.153	372.488	3102.847	-1249.801	222.617	193.580
	1280.312	-2176.324	360.668	-569.195	-896.012	3456.636	975.209	2176.324	321.383	-375.526	3151.533	-1201.115		

注：此处规定墙肢轴力以受压为正，受拉为负。

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{RE} N \left( e_0 + h_{w0} - \frac{h_w}{2} \right) + M_{sw} - M_c}{f_y' (h_{w0} - a'_s)}$$

$$= \frac{0.85 \times 2747.865 \times 10^3 \times \left( 1793.10 + 3800 - \frac{4000}{2} \right) + 140.457 \times 10^7 - 1164.551 \times 10^7}{360 \times (3800 - 200)} < 0$$

② 按右震计算 ( $M=4927.189\text{kN} \cdot \text{m}$ ,  $N=2747.865\text{kN}$ )

此时为矩形截面, 可求得截面受压区高度为

$$x = \frac{\gamma_{RE} N + b_w h_{w0} f_{yw} \rho_w}{\alpha_1 f_c b_w + 1.5 b_w f_{yw} \rho_w} = \frac{0.85 \times 2747.865 \times 10^3 + 200 \times 3800 \times 270 \times 0.0039}{1.0 \times 19.1 \times 200 + 1.5 \times 200 \times 270 \times 0.0039}$$

$$= 758.23\text{mm} < \xi_b h_{w0} = 0.518 \times 3800 = 1968.40\text{mm}$$

属于大偏心受压, 则

$$M_c = \alpha_1 f_c b_w x \left( h_{w0} - \frac{x}{2} \right) = 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 758.23 \times \left( 3800 - \frac{758.23}{2} \right) = 990.838 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{m}$$

$$M_{sw} = \frac{1}{2} (h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w$$

$$= \frac{1}{2} \times (3800 - 1.5 \times 758.23)^2 \times 200 \times 270 \times 0.0039 = 74.655 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4927.189 \times 10^6}{2747.865 \times 10^3} = 1793.10\text{mm}$$

则进一步可得

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{RE} N \left( e_0 + h_{w0} - \frac{h_w}{2} \right) + M_{sw} - M_c}{f_y' (h_{w0} - a'_s)}$$

$$= \frac{0.85 \times 2747.865 \times 10^3 \times \left( 1793.10 + 3800 - \frac{4000}{2} \right) + 74.655 \times 10^7 - 990.838 \times 10^7}{360 \times (3800 - 200)} < 0$$

故按构造要求配筋, 则翼缘应取  $0.008A_c = 0.008 \times 200 \times (200 + 300) = 800\text{mm}^2$  和 6 $\Phi$ 14 的较大值, 因此选取纵筋为 6 $\Phi$ 14 ( $A_s = 923\text{mm}^2$ ), 另一端应取  $0.008A_c = 0.008 \times 200 \times 400 = 640\text{mm}^2$  和 6 $\Phi$ 14 的较大值, 因此选取纵筋为 6 $\Phi$ 14 ( $A_s = 923\text{mm}^2$ ), 箍筋为  $\Phi$ 8@150。

(4) 斜截面受剪承载力计算

斜截面受剪承载力按式 (3-61) 计算。因剪跨比  $\lambda = 4.87 > 2.2$ , 故计算时取  $\lambda = 2.2$ 。又因为

$$N = 2747.865 \times 10^3 \text{N} < 0.2 f_c (b_w h_w + b'_f h'_f)$$

$$= 0.2 \times 19.1 \times (200 \times 3800 + 200 \times 1650) = 4163.800 \times 10^3 \text{N}$$

故取  $N = 2747.865 \times 10^3 \text{N}$  计算, 同时选取水平分布钢筋为双排  $\Phi$ 10@200, 则由式 (3-61) 得

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.4 f_t b_w h_{w0} + 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right]$$

$$= \frac{1}{0.85} \times \left[ \frac{1}{2.2 - 0.5} \times \left( 0.4 \times 1.71 \times 200 \times 3800 + 0.1 \times 2747.865 \times 10^3 \times \frac{200 \times 3800}{200 \times (3800 + 1650)} \right) \right]$$



$$+0.8 \times 270 \times \frac{2 \times 78.5}{200} \times 3800] = 1250.375 \times 10^3 \text{ N} = 1250.375 \text{ kN} > V_w = 372.749 \text{ kN}$$

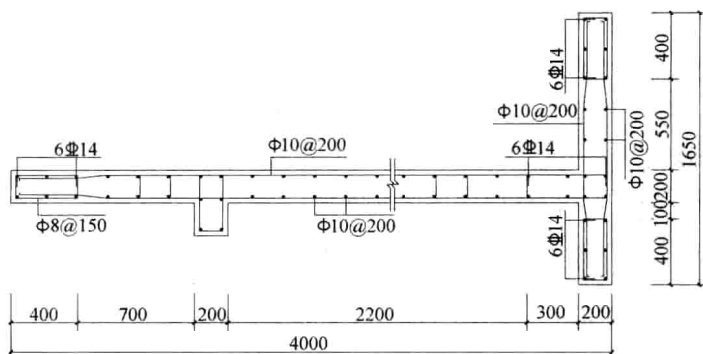


图 3-31 YSW-3 截面尺寸及配筋图

整截面墙 YSW-3 底部 1~2 层的配筋计算结果如表 3-52，截面配筋如图 3-31 所示。其他各层配筋计算从略。

YSW-3 (整截面墙) 各层配筋计算结果

表 3-52

层次	竖向分布钢筋	水平分布钢筋	端柱配筋
1~2 层	Φ10@200, 双排	Φ10@200, 双排	纵筋 6Φ14, 箍筋 Φ8@150
3~12 层	Φ8@200, 双排	Φ8@200, 双排	纵筋 6Φ12, 箍筋 Φ8@150

## 2. YSW-4 (整体小开口墙) 截面设计

剪力墙截面尺寸如图 3-32 所示，仍取 1~2 层为底部加强区，选取底层最不利组合内力的绝对值进行计算。端部采用 HRB400 级钢筋，箍筋和分布钢筋采用 HPB300 级钢筋，且端部钢筋对称配置。

### (1) 左墙肢

#### 地震组合

左震	$M = -873.185 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$N = 170.944 \text{ kN}$	$V = 243.186 \text{ kN}$
右震	$M = 873.185 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$N = 3072.126 \text{ kN}$	$V = -243.186 \text{ kN}$
非地震组合	$M = 128.633 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$N = 1508.848 \text{ kN}$	$V = 39.414 \text{ kN}$

比较可见，考虑地震组合的内力为最不利内力，故下面仅按这两组内力对底部加强区进行截面配筋计算。

#### 1) 验算墙体截面尺寸

$$h_{w0} = h_w - a_s = 1500 - 200 = 1300 \text{ mm}$$

由底层墙端截面组合的弯矩计算值  $M$ 、对应的截面组合剪力计算值  $V$ ，可求得计算截面处的剪跨比为

$$\lambda = \frac{M}{Vh_{w0}} = \frac{873.185 \times 10^3}{243.186 \times 1300} = 2.76 > 2.5$$

此外，对剪力墙底部加强区范围内的剪力设计值尚需按式 (3-41a) 进行调整，即

$$V_w = 1.4V'_w = 1.4 \times 243.186 = 340.460 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{\gamma_{RE}}(0.2\beta_c f_c b_w h_{w0}) = \frac{1}{0.85} \times 0.2 \times 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 1300 = 1168.470 \times 10^3 \text{ N} \\ = 1168.470 \text{ kN} > V_w = 340.460 \text{ kN}$$

满足要求。

## 2) 轴压比验算

$$\frac{N}{f_c A_w} = \frac{3072.126 \times 10^3}{19.1 \times (1300 + 1800) \times 200} = 0.26 < 0.6$$

满足要求。

## 3) 偏心受压正截面承载力计算

墙体竖向分布钢筋选取双排 $\Phi 10@200$ ，则由式(3-66)可求得竖向分布钢筋的配筋率为

$$\rho_w = \frac{78.5 \times 2}{200 \times 200} = 0.39\% > \rho_{\min} = 0.25\%$$

竖向分布钢筋沿截面高度可布置 $2 \times 8 = 16$ 根，则

$$A_{sw} = 78.5 \times 16 = 1256 \text{ mm}^2$$

### ① 按左震计算 ( $M = -873.185 \text{ kN} \cdot \text{m}$ , $N = 170.944 \text{ kN}$ )

此时为矩形截面，假定 $\sigma_s = f_y$ ，则由式(3-44)、式(3-48)和式(3-51)可求得截面受压区高度为

$$x = \frac{\gamma_{RE} N + b_w h_{w0} f_{yw} \rho_w}{\alpha_1 f_c b_w + 1.5 b_w f_{yw} \rho_w} = \frac{0.85 \times 170.944 \times 10^3 + 200 \times 1300 \times 270 \times 0.0039}{1.0 \times 19.1 \times 200 + 1.5 \times 200 \times 270 \times 0.0039} \\ = 101.33 \text{ mm} < \xi_b h_{w0} = 0.518 \times 1300 = 673.40 \text{ mm}$$

属于大偏心受压，则

$$M_c = \alpha_1 f_c b_w x \left( h_{w0} - \frac{x}{2} \right) = 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 101.33 \times \left( 1300 - \frac{101.33}{2} \right) = 483.593 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_{sw} = \frac{1}{2} (h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w \\ = \frac{1}{2} \times (1300 - 1.5 \times 101.33)^2 \times 200 \times 270 \times 0.0039 = 138.776 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{873.185 \times 10^6}{170.944 \times 10^3} = 5108.02 \text{ mm}$$

由式(3-45)可求得

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{RE} N \left( e_0 + h_{w0} - \frac{h_w}{2} \right) + M_{sw} - M_c}{f'_y (h_{w0} - a'_s)} \\ = \frac{0.85 \times 170.944 \times 10^3 \times \left( 5108.02 + 1300 - \frac{1500}{2} \right) + 138.776 \times 10^7 - 483.583 \times 10^7}{360 \times (1300 - 200)} < 0$$

### ② 按右震计算 ( $M = 873.185 \text{ kN} \cdot \text{m}$ , $N = 3072.126 \text{ kN}$ )

此时为T形截面，假定 $\sigma_s = f_y$ ，则由式(3-44)、式(3-48)和式(3-51)可求得截面受压区高度为

$$x = \frac{\gamma_{RE} N + b_w h_{w0} f_{yw} \rho_w}{\alpha_1 f_c b'_f + 1.5 b_w f_{yw} \rho_w} = \frac{0.85 \times 3072.126 \times 10^3 + 200 \times 1300 \times 270 \times 0.0039}{1.0 \times 19.1 \times 1800 + 1.5 \times 200 \times 270 \times 0.0039}$$

$$=83.15\text{mm}<\xi_b h_{w0}=0.518\times 1300=673.40\text{mm}$$

属于大偏心受压, 则由式 (3-49) 和式 (3-52) 可得

$$M_c=\alpha_1 f_c b'_f x \left( h_{w0}-\frac{x}{2} \right)=1.0\times 19.1\times 1800\times 83.15\times \left( 1300-\frac{83.15}{2} \right)=359.746\times 10^7\text{N}\cdot\text{m}$$

$$M_{sw}=\frac{1}{2}(h_{w0}-1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w$$

$$=\frac{1}{2}\times (1300-1.5\times 83.15)^2\times 200\times 270\times 0.0039=145.448\times 10^6\text{N}\cdot\text{m}$$

$$e_0=\frac{M}{N}=\frac{873.185\times 10^6}{3072.126\times 10^3}=284.23\text{mm}$$

由式 (3-45) 可求得

$$A_s=A'_s=\frac{\gamma_{RE} N \left( e_0+h_{w0}-\frac{h_w}{2} \right)+M_{sw}-M_c}{f'_y (h_{w0}-a'_s)}$$

$$=\frac{0.85\times 873.185\times 10^3\times \left( 284.23+1300-\frac{1500}{2} \right)+145.448\times 10^6-359.746\times 10^7}{360\times (1300-200)}<0$$

故按构造要求配筋, 则翼缘应取  $0.008A_c=0.008\times 200\times (200+300)=800\text{mm}^2$  和  $6\Phi 14$  的较大值, 因此选取纵筋为  $6\Phi 14$  ( $A'_s=923\text{mm}^2$ ), 另一端应取  $0.008A_c=0.008\times 200\times 400=640\text{mm}^2$  和  $6\Phi 14$  的较大值, 因此选取纵筋为  $6\Phi 14$  ( $A_s=923\text{mm}^2$ ), 箍筋为  $\Phi 8@150$ 。

#### 4) 斜截面受剪承载力计算

斜截面受剪承载力计算时取  $\lambda=2.2$ , 又由于

$$N=170.944\times 10^3\text{N}<0.2f_c(b_w h_w+b'_f h'_f)$$

$$=0.2\times 19.1\times (200\times 1300+200\times 1800)=2368.400\times 10^3\text{N}$$

故取  $N=170.944\times 10^3\text{N}$  计算, 同时选取水平分布钢筋为双排  $\Phi 10@200$ , 则由式 (3-61) 得

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda-0.5} \left( 0.4f_t b_w h_{w0}+0.1N\frac{A_w}{A} \right) +0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right]$$

$$=\frac{1}{0.85} \times \left[ \frac{1}{2.2-0.5} \times \left( 0.4\times 1.71\times 200\times 1300+0.1\times 170.944\times 10^3\times \frac{200\times 1300}{200\times (1300+1800)} \right) \right.$$

$$\left. +0.8\times 270\times \frac{2\times 78.5}{200}\times 1300 \right]=387.360\times 10^3\text{N}=387.360\text{kN}>V_w=340.460\text{kN}$$

满足要求。

#### (2) 右墙肢

地震组合

左震	$M=-519.383\text{kN}\cdot\text{m}$	$N=2480.472\text{kN}$	$V=139.182\text{kN}$
右震	$M=519.383\text{kN}\cdot\text{m}$	$N=-420.710\text{kN}$	$V=-139.182\text{kN}$
非地震组合	$M=76.513\text{kN}\cdot\text{m}$	$N=897.619\text{kN}$	$V=22.557\text{kN}$

比较可见, 考虑地震组合的内力为最不利内力, 故下面仅按这两组内力对底部加强区进行截面配筋计算。

#### 1) 验算墙体截面尺寸

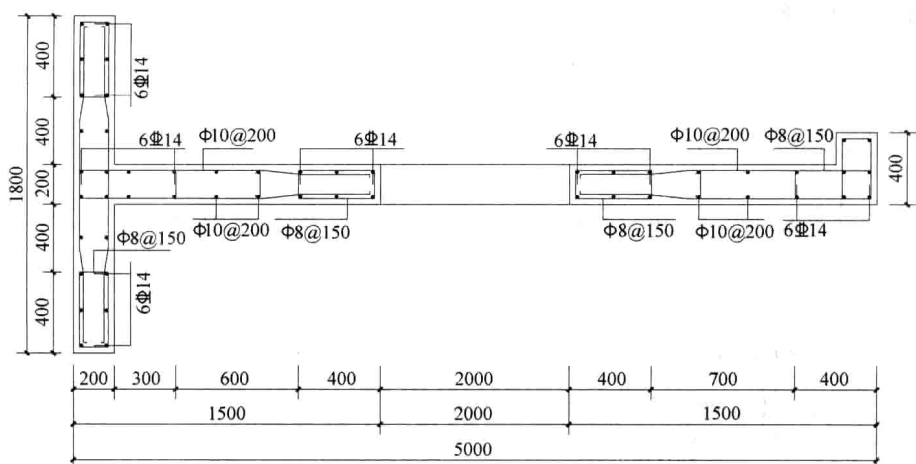


图 3-32 YSW-4 截面尺寸及配筋图

$$h_{w0} = h_w - a_s = 1500 - 200 = 1300 \text{ mm}$$

由底层墙端截面组合的弯矩计算值  $M$ 、对应的截面组合剪力计算值  $V$ ，可求得计算截面处的剪跨比为

$$\lambda = \frac{M}{Vh_{w0}} = \frac{519.383 \times 10^3}{139.182 \times 1300} = 2.87 > 2.5$$

此外，对剪力墙底部加强区范围内的剪力设计值尚需按式 (3-41a) 进行调整，即

$$V_w = 1.4V'_w = 1.4 \times 139.182 = 194.855 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2\beta_c f_c b_w h_{w0}) &= \frac{1}{0.85} \times 0.2 \times 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 1300 = 1168.470 \times 10^3 \text{ N} \\ &= 1168.470 \text{ kN} > V_w = 194.855 \text{ kN} \end{aligned}$$

满足要求。

2) 轴压比验算

$$\frac{N}{f_c A_w} = \frac{2480.472 \times 10^3}{19.1 \times 1500 \times 200} = 0.43 < 0.6$$

满足要求。

3) 偏心受压正截面承载力计算

墙体竖向分布钢筋选取双排  $\Phi 10@200$ ，则由式 (3-66) 可求得竖向分布钢筋的配筋率为

$$\rho_w = \frac{78.5 \times 2}{200 \times 200} = 0.39\% > \rho_{\min} = 0.25\%$$

竖向分布钢筋沿截面高度可布置  $2 \times 8 = 16$  根，则

$$A_{sw} = 78.5 \times 16 = 1256 \text{ mm}^2$$

① 按左震计算 ( $M = -519.383 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,  $N = 2480.472 \text{ kN}$ )

假定  $\sigma_s = f_y$ ，则由式 (3-44)、式 (3-48) 和式 (3-51) 可求得截面受压区高度为

$$\begin{aligned} x &= \frac{\gamma_{RE} N + b_w h_{w0} f_{yw} \rho_w}{\alpha_1 f_c b_w + 1.5 b_w f_{yw} \rho_w} = \frac{0.85 \times 2480.472 \times 10^3 + 200 \times 1300 \times 270 \times 0.0039}{1.0 \times 19.1 \times 200 + 1.5 \times 200 \times 270 \times 0.0039} \\ &= 575.98 \text{ mm} < \xi_b h_{w0} = 0.518 \times 1300 = 673.40 \text{ mm} \end{aligned}$$

属于大偏心受压, 则

$$M_c = \alpha_1 f_c b_w x \left( h_{w0} - \frac{x}{2} \right) = 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 575.98 \times \left( 1300 - \frac{575.98}{2} \right) = 222.667 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{sw} &= \frac{1}{2} (h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w \\ &= \frac{1}{2} \times (1300 - 1.5 \times 575.98)^2 \times 200 \times 270 \times 0.0039 = 20.020 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{519.383 \times 10^6}{2480.472 \times 10^3} = 209.39 \text{ mm}$$

由式 (3-45) 可求得

$$\begin{aligned} A_s &= A'_s = \frac{\gamma_{RE} N \left( e_0 + h_{w0} - \frac{h_w}{2} \right) + M_{sw} - M_c}{f_y (h_{w0} - a'_s)} \\ &= \frac{0.85 \times 2480.472 \times 10^3 \times \left( 209.39 + 1300 - \frac{1500}{2} \right) + 20.020 \times 10^6 - 222.667 \times 10^7}{360 \times (1300 - 200)} < 0 \end{aligned}$$

因此可按构造要求配筋, 取  $0.008A_c = 0.008 \times 200 \times 400 = 640 \text{ mm}^2$  和  $6\Phi 14$  的较大值, 因此选取纵筋为  $6\Phi 14$  ( $A_s = 923 \text{ mm}^2$ ), 箍筋为  $\Phi 8@150$ 。

② 按右震计算 ( $M = 519.383 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,  $N = -420.710 \text{ kN}$ )

墙肢在该组内力下属于偏心受拉, 应按式 (3-58)、式 (3-59) 和式 (3-57) 进行计算。取  $A_s = 923 \text{ mm}^2$ , 则

$$\begin{aligned} N_{ou} &= 2A_s f_y + A_{sw} f_{yw} = 2 \times 923 \times 360 + 1256 \times 270 = 1003.68 \times 10^3 \text{ N} = 1003.680 \text{ kN} \\ M_{wu} &= A_s f_y (h_{w0} - a'_s) + A_{sw} f_{yw} \frac{h_{w0} - a'_s}{2} \\ &= 923 \times 360 \times (1300 - 200) + 1256 \times 270 \times \frac{1300 - 200}{2} = 552.024 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 552.024 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ e_0 &= \frac{M}{N} = \frac{420.710 \times 10^6}{519.383 \times 10^3} = 810.02 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\frac{1}{N_{ou}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \right] = \frac{1}{0.85} \times \left[ \frac{1}{\frac{1}{1003.68} + \frac{810.02}{552.024 \times 10^3}} \right] = 477.464 \text{ kN} > N = 420.710 \text{ kN}$$

按构造配筋可满足要求。

#### 4) 斜截面受剪承载力计算

因剪跨比  $\lambda = 4.87 > 2.2$ , 故斜截面受剪承载力计算时取  $\lambda = 2.2$ , 取轴向拉力  $N = -420.710 \text{ kN}$ , 同时选取水平分布钢筋为双排  $\Phi 8@200$ , 则应按式 (3-63) 进行偏心受拉时的斜截面承载力计算, 即

$$\begin{aligned} &\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.4 f_t b_w h_{w0} - 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \\ &= \frac{1}{0.85} \times \left[ \frac{1}{2.2 - 0.5} \times \left( 0.4 \times 1.71 \times 200 \times 1300 - 0.1 \times 420.710 \times 10^3 \times \frac{200 \times 1500}{200 \times 1500} \right) + 0.8 \times \right. \\ &\quad \left. 270 \times \frac{2 \times 50.3}{200} \times 1300 \right] \\ &= 260.125 \times 10^3 \text{ N} = 260.125 \text{ kN} > V_w = 194.855 \text{ kN} \end{aligned}$$

满足要求。

(3) 连梁设计

选取地震组合  $V_b=225.321\text{kN}$ 、 $M_b=225.321\text{kN}\cdot\text{m}$  为最不利内力进行计算。

1) 验算墙体截面尺寸

该剪力墙抗震等级为二级，在承载力计算时，忽略连梁上重力荷载代表值的作用，连梁的剪力设计值应按式 (3-70) 进行调整：

$$V_b=1.2\times 225.321=270.385\text{kN}$$

$$h_{b0}=h_b-a_s=700-40=660\text{mm}$$

因  $l_0/h_b=2000/700=2.86>2.5$ ，则由式 (3-68) 可得

$$\begin{aligned}\frac{1}{\gamma_{\text{RE}}}(0.2\beta_c f_c b_b h_{b0}) &= \frac{1}{0.85} \times 0.2 \times 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 660 = 593.223 \times 10^3 \text{N} \\ &= 593.223\text{kN} > V_b = 270.383\text{kN}\end{aligned}$$

故截面尺寸满足要求。

2) 正截面受弯承载力计算

连梁的纵向钢筋按式 (3-72) 计算

$$A_s=A'_s=\frac{\gamma_{\text{RE}}M}{f_y(h_{b0}-a'_s)}=\frac{0.85\times 225.321\times 10^6}{360\times (660-40)}=858.08\text{mm}^2$$

故可选取纵筋为 2Φ25 ( $A_s=A'_s=982\text{mm}^2$ )。

3) 斜截面受剪承载力验算

根据构造要求 (与框架梁端箍筋加密区箍筋构造要求相同)，选取箍筋为双肢 Φ8@100，则由式 (3-74) 得

$$\begin{aligned}\frac{1}{\gamma_{\text{RE}}}\left(0.42f_t b_b h_{b0}+f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_{b0}\right) &= \frac{1}{0.85} \times \left(0.42 \times 1.71 \times 200 \times 660 + 270 \times \frac{2 \times 50.3}{100} \times 660\right) \\ &= 322.437\text{kN} > V_b = 270.385\text{kN}\end{aligned}$$

满足要求。

整体小开口墙 YSW-4 底部 1~2 层的配筋计算结果见表 3-53，截面配筋如图 3-33 所示。其他各层的配筋计算从略。

YSW-4 (整体小开口墙) 各层配筋计算结果

表 3-53

楼层	左墙肢		右墙肢		连梁	
	水平、竖向分布筋	端柱配筋	水平、竖向分布筋	端柱配筋	纵筋	箍筋
1~2 层	Φ10@200, 双排	纵筋 6Φ14 箍筋 Φ8@150	水平: Φ8@200, 双排 竖向: Φ10@200, 双排	纵筋 6Φ14 箍筋 Φ8@150	2Φ25	2Φ8@100
3~12 层	Φ8@200, 双排	纵筋 6Φ12 箍筋 Φ8@150	水平: Φ8@200, 双排 竖向: Φ8@200, 双排	纵筋 6Φ12 箍筋 Φ8@150	2Φ25	2Φ8@100

3. YSW-1 (双肢墙) 截面设计

剪力墙截面尺寸如图 3-33 所示。仍以底层为例说明计算过程。由于地震作用和风荷载均来自两个方向，故仅选取底层最不利组合内力的绝对值进行计算。端部采用 HRB400 级钢筋，箍筋和分布钢筋采用 HPB300 级钢筋，且端部钢筋对称配置。

(1) 左墙肢

地震组合

左震	$M = -569.195 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$N = -896.012 \text{ kN}$	$V = 360.668 \text{ kN}$
右震	$M = 569.195 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$N = 3456.636 \text{ kN}$	$V = -360.668 \text{ kN}$
非地震组合	$M = 55.990 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$N = 1004.503 \text{ kN}$	$V = 59.163 \text{ kN}$

比较可见, 考虑地震组合的内力为最不利内力, 故下面仅按这两组内力对底部加强区进行截面配筋计算。

1) 验算墙体截面尺寸

$$h_{w0} = h_w - a_s = 2400 - 200 = 2200 \text{ mm}$$

由底层墙端截面组合的弯矩计算值  $M$ 、对应的截面组合剪力计算值  $V$ , 可求得计算截面处的剪跨比为

$$\lambda = \frac{M}{Vh_{w0}} = \frac{569.195 \times 10^3}{360.668 \times 2200} = 0.72 < 2.5$$

此外, 对剪力墙底部加强区范围内的剪力设计值尚需按式 (3-41a) 进行调整, 即

$$V_w = 1.4V'_w = 1.4 \times 360.668 = 504.935 \text{ kN}$$

$\frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b_w h_{w0}) = \frac{1}{0.85} \times 0.15 \times 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 2200 = 1483.058 \text{ kN} > V_w = 504.935 \text{ kN}$   
满足要求。

2) 轴压比验算

$$\frac{N}{f_c A_w} = \frac{3456.636 \times 10^3}{19.1 \times (2200 + 1000) \times 200} = 0.28 < 0.6$$

满足要求。

3) 偏心受压正截面承载力计算

墙体竖向分布钢筋选取双排  $\Phi 10 @ 200$ , 则由式 (3-66) 可求得竖向分布钢筋的配筋率为

$$\rho_w = \frac{78.5 \times 2}{200 \times 200} = 0.39\% > \rho_{\min} = 0.25\%$$

竖向分布钢筋沿截面高度可布置  $2 \times 12 = 24$  根, 则

$$A_{sw} = 78.5 \times 24 = 1884 \text{ mm}^2$$

① 按右震计算 ( $M = 569.195 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,  $N = 3456.636 \text{ kN}$ )

此时为 T 形截面, 假定  $\sigma_s = f_y$ , 则由式 (3-44)、式 (3-48) 和式 (3-51) 可求得截面受压区高度为

$$x = \frac{\gamma_{RE} N + b_w h_{w0} f_{yw} \rho_w}{\alpha_1 f_c b'_f + 1.5 b_w f_{yw} \rho_w} = \frac{0.85 \times 3456.636 \times 10^3 + 200 \times 2200 \times 270 \times 0.0039}{1.0 \times 19.1 \times 1000 + 1.5 \times 200 \times 270 \times 0.0039}$$

$$= 175.19 \text{ mm} < \xi_b h_{w0} = 0.518 \times 2200 = 1139.60 \text{ mm}$$

属于大偏心受压, 则由式 (3-49) 和式 (3-52) 可得

$$M_c = \alpha_1 f_c b'_f x \left( h_{w0} - \frac{x}{2} \right) = 1.0 \times 19.1 \times 1000 \times 175.19 \times \left( 2200 - \frac{175.19}{2} \right) = 706.838 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_{sw} = \frac{1}{2} (h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w$$

$$= \frac{1}{2} \times (2200 - 1.5 \times 175.19)^2 \times 200 \times 270 \times 0.0039 = 395.170 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{569.195 \times 10^6}{3456.636 \times 10^3} = 164.67 \text{ mm}$$

由式 (3-45) 可求得

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{RE} N \left( e_0 + h_{w0} - \frac{h_w}{2} \right) + M_{sw} - M_c}{f'_y (h_{w0} - a'_s)}$$

$$= \frac{0.85 \times 3456.636 \times 10^3 \times \left( 164.67 + 2200 - \frac{2400}{2} \right) + 395.170 \times 10^6 - 706.838 \times 10^7}{360 \times (2200 - 200)} < 0$$

故按构造要求配筋, 则翼缘应取  $0.008A_c = 0.008 \times 200 \times (200 + 300 + 300) = 1280 \text{ mm}^2$  和  $6\Phi 14$  的较大值, 因此选取纵筋  $6\Phi 18$  ( $A'_s = 1526 \text{ mm}^2$ ), 另一端应取  $0.008A_c = 0.008 \times 200 \times 400 = 640 \text{ mm}^2$  和  $6\Phi 14$  的较大值, 因此选取纵筋为  $6\Phi 14$  ( $A_s = 923 \text{ mm}^2$ ), 箍筋为  $\Phi 8 @ 150$ 。

② 按左震计算 ( $M = -569.195 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,  $N = -896.012 \text{ kN}$ )

墙肢在该组内力下属于偏心受拉, 应按式 (3-58)、式 (3-59) 和式 (3-57) 进行计算。取  $A_s = 923 \text{ mm}^2$ , 则

$$N_{ou} = (A_s + A'_s) f_y + A_{sw} f_{yw} = (923 + 1526) \times 360 + 1884 \times 270 = 1390.320 \times 10^3 \text{ N} = 1390.320 \text{ kN}$$

$$M_{wu} = A_s f_y (h_{w0} - a'_s) + A_{sw} f_{yw} \frac{h_{w0} - a'_s}{2}$$

$$= 923 \times 360 \times (2200 - 200) + 1884 \times 270 \times \frac{2200 - 200}{2}$$

$$= 1173.240 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 1173.240 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{569.195 \times 10^6}{896.012 \times 10^3} = 635.25 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\frac{1}{N_{ou}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \right] = \frac{1}{0.85} \times \left[ \frac{1}{\frac{1}{1390.320} + \frac{635.254}{1173.240 \times 10^3}} \right] = 932.836 \text{ kN} > N = 896.012 \text{ kN}$$

按构造配筋可满足要求。

#### 4) 斜截面受剪承载力计算

因剪跨比  $\lambda = 0.72 < 1.5$ , 故斜截面受剪承载力计算时取  $\lambda = 1.5$ , 取轴向拉力  $N = -896.012 \text{ kN}$ , 同时选取水平分布钢筋为双排  $\Phi 10 @ 200$ , 则应按式 (3-63) 进行偏心受拉时的斜截面承载力计算, 即

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.4 f_t b_w h_{w0} - 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right]$$

$$= \frac{1}{0.85} \times \left[ \frac{1}{1.5 - 0.5} \times \left( 0.4 \times 1.71 \times 200 \times 2200 - 0.1 \times 896.012 \times 10^3 \times \frac{200 \times 2200}{200 \times (2200 + 1000)} \right) \right.$$

$$\left. + 0.8 \times 270 \times \frac{2 \times 78.5}{200} \times 2200 \right] = 612.391 \times 10^3 \text{ N} = 612.391 \text{ kN} > V_w = 504.935 \text{ kN}$$

满足要求。

#### (2) 右墙肢

##### 地震组合

左震	$M = -375.526 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$N = 3151.533 \text{ kN}$	$V = 321.383 \text{ kN}$
右震	$M = 375.526 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$N = -1201.115 \text{ kN}$	$V = -321.383 \text{ kN}$
非地震组合	$M = 36.946 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$N = 684.128 \text{ kN}$	$V = 52.720 \text{ kN}$



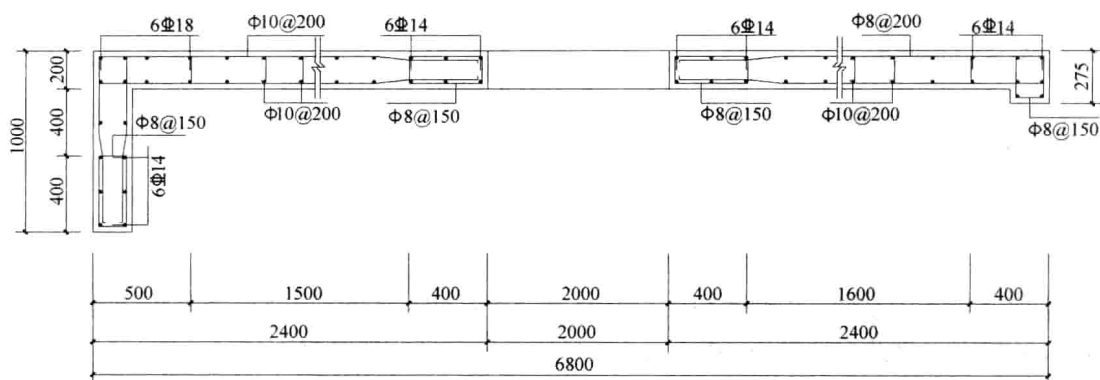


图 3-33 YSW-1 截面尺寸及配筋图

比较可见，考虑地震组合的内力为最不利内力，故下面仅按这两组内力对底部加强区进行截面配筋计算。

### 1) 验算墙体截面尺寸

$$h_{w0} = h_w - a_s = 2400 - 200 = 2200\text{mm}$$

由底层墙端截面组合的弯矩计算值  $M$  和对应的截面组合剪力计算值  $V$ ，可求得计算截面处的剪跨比为

$$\lambda = \frac{M}{Vh_{w0}} = \frac{375.526 \times 10^3}{321.383 \times 2200} = 0.53 < 2.5$$

此外，对剪力墙底部加强区范围内的剪力设计值尚需按式 (3-41a) 进行调整，即

$$V_w = 1.4V'_w = 1.4 \times 321.383 = 449.936\text{kN}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b_w h_{w0}) &= \frac{1}{0.85} \times 0.15 \times 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 2200 = 1483.058 \times 10^3 \text{N} \\ &= 1483.058\text{kN} > V_w = 449.936\text{kN} \end{aligned}$$

满足要求。

### 2) 轴压比验算

$$\frac{N}{f_c A_w} = \frac{3151.553 \times 10^3}{19.1 \times 2400 \times 200} = 0.34 < 0.6$$

满足要求。

### 3) 偏心受压正截面承载力计算

墙体竖向分布钢筋选取双排  $\Phi 10@200$ ，则由式 (3-66) 可求得竖向分布钢筋的配筋率为

$$\rho_w = \frac{78.5 \times 2}{200 \times 200} = 0.39\% > \rho_{\min} = 0.25\%$$

竖向分布钢筋沿截面高度可布置  $2 \times 12 = 24$  根，则

$$A_{sw} = 78.5 \times 24 = 1884\text{mm}^2$$

### ① 按左震计算 ( $M = -375.526\text{kN} \cdot \text{m}$ , $N = 3151.533\text{kN}$ )

假定  $\sigma_s = f_y$ ，则由式 (3-44)、式 (3-48) 和式 (3-51) 可求得截面受压区高度为

$$\begin{aligned} x &= \frac{\gamma_{RE} N + b_w h_{w0} f_{yw} \rho_w}{\alpha_1 f_c b_w + 1.5 b_w f_{yw} \rho_w} = \frac{0.85 \times 3151.533 \times 10^3 + 200 \times 2200 \times 270 \times 0.0039}{1.0 \times 19.1 \times 200 + 1.5 \times 200 \times 270 \times 0.0039} \\ &= 759.72\text{mm} < \xi_b h_{w0} = 0.518 \times 2200 = 1139.60\text{mm} \end{aligned}$$

属于大偏心受压，则

$$M_c = \alpha_1 f_c b_w x \left( h_{w0} - \frac{x}{2} \right) = 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 759.72 \times \left( 2200 - \frac{759.72}{2} \right) = 528.228 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_{sw} = \frac{1}{2} (h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w$$

$$= \frac{1}{2} \times (2200 - 1.5 \times 759.72)^2 \times 200 \times 270 \times 0.0039 = 118.409 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{375.526 \times 10^6}{3151.533 \times 10^3} = 119.16 \text{ mm}$$

由式 (3-45) 可求得

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{RE} N \left( e_0 + h_{w0} - \frac{h_w}{2} \right) + M_{sw} - M_c}{f'_y (h_{w0} - a'_s)}$$

$$= \frac{0.85 \times 3151.533 \times 10^3 \times \left( 119.16 + 2200 - \frac{2400}{2} \right) + 118.409 \times 10^6 - 528.228 \times 10^7}{360 \times (2200 - 200)} < 0$$

因此可按构造要求配筋, 取  $0.008A_c = 0.008 \times 200 \times 400 = 640 \text{ mm}^2$  和 6 $\Phi$ 14 的较大值, 因此选取纵筋为 6 $\Phi$ 14 ( $A_s = 923 \text{ mm}^2$ ), 箍筋为  $\Phi 8 @ 150$ 。

② 按右震计算 ( $M = 375.526 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,  $N = -1201.115 \text{ kN}$ )

墙肢在该组内力下属于偏心受拉, 应按式 (3-58)、式 (3-59) 和式 (3-57) 进行计算。取  $A_s = 923 \text{ mm}^2$ , 则

$$N_{ou} = 2A_s f_y + A_{sw} f_{yw} = 2 \times 923 \times 360 + 1884 \times 270 = 1173.240 \times 10^3 \text{ N} = 1173.240 \text{ kN}$$

$$M_{wu} = A_s f_y (h_{w0} - a'_s) + A_{sw} f_{yw} \frac{h_{w0} - a'_s}{2}$$

$$= 923 \times 360 \times (2200 - 200) + 1884 \times 270 \times \frac{2200 - 200}{2}$$

$$= 1173.240 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 1173.240 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{375.526 \times 10^6}{1201.115 \times 10^3} = 312.65 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} \left( \frac{1}{\frac{1}{N_{ou}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \right) = \frac{1}{0.85} \times \left( \frac{1}{\frac{1}{1173.240} + \frac{312.65}{1173.240 \times 10^3}} \right) = 1052.299 \text{ kN} < N = 1201.115 \text{ kN}$$

可见按构造配筋不满足要求, 调整端柱配筋为 6 $\Phi$ 16 ( $A_s = 1206 \text{ mm}^2$ ), 计算结果为:

$$N_{ou} = 2A_s f_y + A_{sw} f_{yw} = 2 \times 1206 \times 360 + 1884 \times 270 = 1377.000 \times 10^3 \text{ N} = 1377.000 \text{ kN}$$

$$M_{wu} = A_s f_y (h_{w0} - a'_s) + A_{sw} f_{yw} \frac{h_{w0} - a'_s}{2}$$

$$= 1206 \times 360 \times (2200 - 200) + 1884 \times 270 \times \frac{2200 - 200}{2}$$

$$= 1377.000 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 1377.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} \left( \frac{1}{\frac{1}{N_{ou}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \right) = \frac{1}{0.85} \times \left( \frac{1}{\frac{1}{1377.000} + \frac{312.65}{1377.000 \times 10^3}} \right) = 1234.492 \text{ kN} > N = 1201.115 \text{ kN}$$

满足要求。

#### 4) 斜截面受剪承载力计算

因剪跨比  $\lambda = 0.53 < 1.5$ , 故斜截面受剪承载力计算时取  $\lambda = 1.5$ , 取轴向拉力  $N = -1201.115 \text{ kN}$ , 同时选取水平分布钢筋为双排  $\Phi 10 @ 200$ , 则应按式 (3-63) 进行偏心受拉时的斜截面承载力计算, 即

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.4 f_t b_w h_{w0} - 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \\ &= \frac{1}{0.85} \times \left[ \frac{1}{1.5 - 0.5} \times \left( 0.4 \times 1.71 \times 200 \times 2200 - 0.1 \times 1201.115 \times 10^3 \times \frac{200 \times 2200}{200 \times 2200} \right) \right. \\ & \quad \left. + 0.8 \times 270 \times \frac{2 \times 78.5}{200} \times 2200 \right] = 612.391 \times 10^3 \text{ N} = 612.391 \text{ kN} > V_w = 449.936 \text{ kN} \end{aligned}$$

### (3) 连梁设计

选取地震组合  $V_b = 193.580 \text{ kN}$ 、 $M_b = 222.617 \text{ kN} \cdot \text{m}$  为最不利内力进行计算。

#### 1) 连梁截面尺寸验算

跨高比

$$\frac{l_0}{h_b} = \frac{2000}{600} = 3.33 > 2.5$$

$$h_{b0} = h_b - a_s = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$$

该剪力墙抗震等级为二级，在承载力计算时，忽略连梁上重力荷载代表值的作用，连梁的剪力设计值应按式 (3-70) 进行调整：

$$V_b = 1.2 \times 193.580 = 232.296 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2 \beta_c f_c b_b h_{b0}) &= \frac{1}{0.85} \times 0.2 \times 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 560 = 503.341 \times 10^3 \text{ N} \\ &= 503.341 \text{ kN} > V_b = 232.296 \text{ kN} \end{aligned}$$

故截面尺寸满足要求。

#### 2) 正截面受弯承载力计算

连梁的纵向钢筋按式 (3-72) 计算

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{RE} M}{f_y (h_{b0} - a'_s)} = \frac{0.85 \times 222.617 \times 10^6}{360 \times (560 - 40)} = 1010.82 \text{ mm}^2$$

故可选取纵筋为 3Φ22 ( $A_s = A'_s = 1140 \text{ mm}^2$ )。

#### 3) 斜截面受剪承载力验算

根据构造要求，选取箍筋为双肢 Φ8@100，则由式 (3-74) 得

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.42 f_t b_b h_{b0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) &= \frac{1}{0.85} \times \left( 0.42 \times 1.71 \times 200 \times 560 + 270 \times \frac{2 \times 50.3}{100} \times 560 \right) \\ &= 273.583 \text{ kN} > V_b = 232.296 \text{ kN} \end{aligned}$$

满足要求。

双肢剪力墙 YSW-1 底部 1~2 层的配筋计算结果见表 3-54，截面配筋如图 3-33 所示。其他各层的配筋计算从略。

综合以上计算结果，以剪力墙 YSW-1 为例绘出其模板配筋图，如图 3-34 所示，由于篇幅所限，图 3-34 仅为左墙肢及连梁的配筋结果，右墙肢的绘制方法同左墙肢。

YSW-1 (双肢墙) 各层配筋计算结果

表 3-54

楼层	左墙肢		右墙肢		连梁	
	水平、竖向分布筋	端柱配筋	水平、竖向分布筋	端柱配筋	纵筋	箍筋
1~2 层	Φ10@200, 双排	纵筋 6Φ18 和 6Φ14 箍筋 Φ8@150	Φ10@200, 双排	纵筋 6Φ14 箍筋 Φ8@150	3Φ22	2Φ8@100
3~12 层	Φ8@200, 双排	纵筋 6Φ16 和 6Φ12 箍筋 Φ8@150	Φ8@200, 双排	纵筋 6Φ12 箍筋 Φ8@150	3Φ22	2Φ8@100

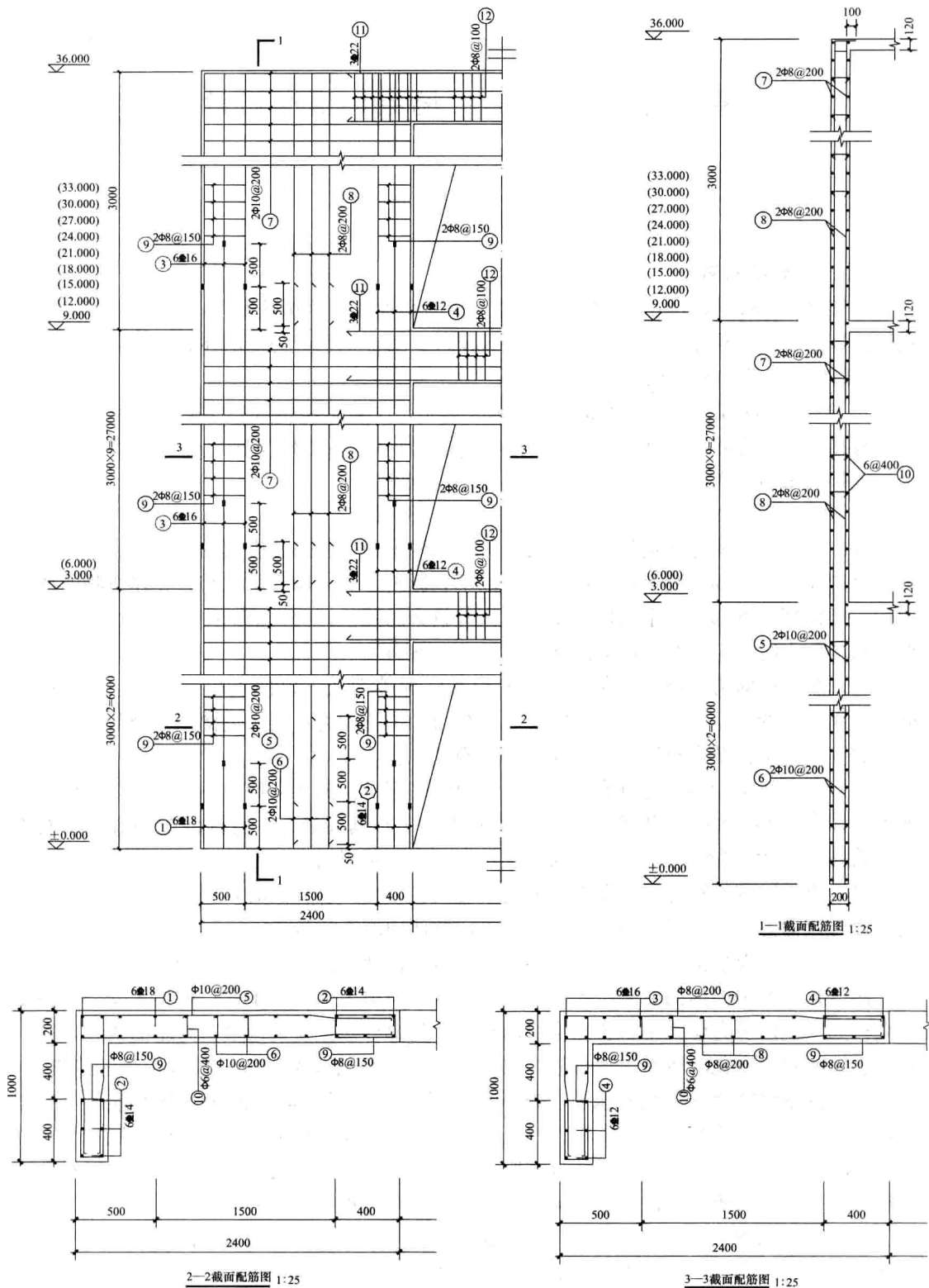


图 3-34 YSW-1 模板配筋图

## 第4章 框架-剪力墙结构房屋设计

### 4.1 结构布置

#### 4.1.1 结构布置

框架-剪力墙结构房屋的总体平面布置、竖向布置及变形缝设置等,见第1.2节所述。这种房屋的具体结构布置除应符合下述的规定外,其框架和剪力墙的布置尚应分别符合第2.1节和第3.1节的有关规定。

1. 框架-剪力墙结构应设计成双向抗侧力体系,主体结构构件之间除个别节点外不应采用铰接。抗震设防时,两主轴方向均应布置剪力墙。梁与柱或柱与剪力墙的中心宜重合,框架的梁与柱中线之间的偏心距不宜大于柱宽的 $1/4$ 。

2. 框架-剪力墙结构中剪力墙的布置应符合下列要求:

(1) 为了增强整体结构的抗扭能力,弥补结构平面形状凹凸引起的薄弱部位,减小剪力墙设置在房屋外围而受室内外温度变化的不利影响,剪力墙宜均匀布置在建筑物的周边附近、楼梯间、电梯间、平面形状变化或恒载较大的部位,剪力墙的间距不宜过大;平面形状凹凸较大时,宜在凸出部分的端部附近布置剪力墙。

(2) 纵、横向剪力墙宜组成L形、T形和匚形等形式,以使纵墙(横墙)可以作为横墙(纵墙)的翼缘,从而提高其刚度、承载力和抗扭能力;楼、电梯间等竖井宜尽量与靠近的抗侧力结构结合布置,以增强其空间刚度和整体性。

(3) 剪力墙布置不宜过分集中,单片剪力墙底部承担的水平剪力不宜超过结构底部总剪力的30%,以免结构的刚度中心与房屋的质量中心偏离过大、墙截面配筋过多以及不合理的基础设计。当剪力墙墙肢截面高度过大时,可用门窗洞口或施工洞形成联肢墙。

(4) 剪力墙宜贯通建筑物全高,避免刚度突变;剪力墙开洞时,洞口宜上下对齐。抗震设计时,剪力墙的布置宜使结构各主轴方向的侧向刚度接近。

(5) 在长方形平面中,如果两片横向剪力墙的间距过大,或两墙之间的楼盖开大洞时,楼盖在自身平面内的变形过大,不能保证框架与剪力墙协同工作,框架承受的剪力将增大;如果纵向剪力墙集中布置在房屋两端,中间部分楼盖受到两端剪力墙的约束,在混凝土收缩或温度变化时容易出现裂缝。因此,长方形平面或平面有一部分较长的建筑中,其剪力墙的布置应符合下列要求:①横向剪力墙沿房屋长方向的间距宜满足表4-1的要求,当这些剪力墙之间的楼盖有较大开洞时,剪力墙的间距应适当减小;当房屋端部布置剪力墙时,第一片剪力墙与房屋端部的距离,不宜大于表中剪力墙间距的 $1/2$ ,以保证端部框架与剪力墙的协同工作;②纵向剪力墙不宜集中布置在房屋的两尽端。

(6) 有边框剪力墙的布置除应符合上述要求外,尚应符合:墙端处的柱(框架柱)应予保留,柱截面应与该榀框架其他柱的截面相同;剪力墙平面的轴线宜与柱截面轴线重合;与剪力墙重合的框架梁宜保留,梁的配筋按框架梁的构造要求配置。该梁亦可做成宽

剪力墙的间距限值 (m)

表 4-1

楼面形式	非抗震设计 (取较小值)	抗震设防烈度(取较小值)		
		6 度、7 度	8 度	9 度
现 浇	5.0B, 60	4.0B, 50	3.0B, 40	2.0B, 30
装配整体	3.5B, 50	3.0B, 40	2.5B, 30	—

注: 1. 表中 B 表示剪力墙之间的楼面宽度, 单位为 m;

2. 装配整体式楼盖指装配式楼盖上设有配筋现浇层;

3. 现浇层厚度大于 60mm 的预应力叠合板可作为现浇板考虑。

度与墙厚度相同的暗梁, 暗梁高度可取墙厚的 2 倍。

#### 4.1.2 梁、柱截面尺寸及剪力墙数量的初步确定

##### 1. 梁、柱截面尺寸

框架梁截面尺寸一般根据工程经验确定; 框架柱截面尺寸可根据轴压比要求确定, 详见第 2.1.3 节。应当注意, 框架-剪力墙结构中的框架一般应按框架-剪力墙结构房屋确定其抗震等级 (表 2-9), 进而确定其轴压比限值 (表 2-12); 当底层框架部分所承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时, 其框架的抗震等级应按框架结构确定, 剪力墙的抗震等级可与其框架的抗震等级相同。

##### 2. 剪力墙数量

框架梁、柱截面尺寸确定之后, 应在充分发挥框架抗侧移能力的前提下, 按层间弹性侧移角限值确定剪力墙数量。在初步设计阶段, 可采用下述方法近似确定剪力墙数量。

根据框架梁、柱截面尺寸和混凝土强度等级, 计算总框架的剪切刚度  $C_f$ , 然后由表 4-2 查得参数  $\psi$  值, 按下式求出参数  $\beta$  值:

$$\beta = \psi H^{0.45} \left( \frac{C_f}{G_E} \right)^{0.55} \quad (4-1)$$

式中  $H$ ——建筑物总高度;

$G_E$ ——总重力荷载代表值。

已知  $\beta$  值后, 查表 4-3 得结构刚度特征值  $\lambda$ , 可按式求得所需的总剪力墙刚度  $EI_w$ :

$$EI_w = \frac{H^2 C_f}{\lambda^2} \quad (4-2)$$

上述方法适用于结构总高度不超过 50m, 质量和刚度沿高度分布比较均匀的框架-剪力墙结构, 并假定框架与剪力墙之间为铰接。

设计时, 首先按前述的剪力墙布置要求, 进行剪力墙布置, 应注意对于带边框的剪力墙, 其墙板的厚度不应小于 160mm, 且不应小于层高的 1/20, 其混凝土强度等级宜与边柱相同。然后按实际布置的剪力墙计算实际的剪力墙总截面面积  $A_w$ , 并使其满足式 (4-2) 的要求。

$\psi$  值

表 4-2

设防 烈度	$\Delta u/h$	$\alpha_{\max}$	设计地震 分 组	场地类别			
				I	II	III	IV
7	1/800	0.08	第一组	0.341	0.252	0.201	0.144
			第二组	0.290	0.224	0.168	0.127
			第三组	0.252	0.201	0.144	0.108

续表

设防 烈度	$\Delta u/h$	$\alpha_{\max}$	设计地震 分 组	场地类别			
				I	II	III	IV
7	1/800	0.12	第一组	0.228	0.168	0.134	0.096
			第二组	0.193	0.149	0.112	0.085
			第三组	0.168	0.134	0.096	0.072
8	1/800	0.16	第一组	0.171	0.126	0.101	0.072
			第二组	0.145	0.112	0.084	0.063
			第三组	0.126	0.101	0.072	0.054
		0.24	第一组	0.114	0.084	0.067	0.048
			第二组	0.097	0.075	0.056	0.042
			第三组	0.084	0.067	0.048	0.036
9	1/800	0.32	第一组	0.085	0.063	0.050	
			第二组	0.072	0.056	0.042	
			第三组	0.063	0.050	0.036	

$\lambda$  值 表 4-3

$\lambda$	$\beta$	$\lambda$	$\beta$	$\lambda$	$\beta$
1.00	2.454	1.50	3.258	2.00	3.788
1.05	2.549	1.55	3.321	2.05	3.829
1.10	2.640	1.60	3.383	2.10	3.873
1.15	2.730	1.65	3.440	2.15	3.911
1.20	2.815	1.70	3.497	2.20	3.948
1.25	2.897	1.75	3.550	2.25	3.985
1.30	2.977	1.80	3.602	2.30	4.020
1.35	3.050	1.85	3.651	2.35	4.055
1.40	3.122	1.90	3.699	2.40	4.085
1.45	3.192	1.95	3.746		

4.2 框架-剪力墙结构内力和位移分析

4.2.1 框架与剪力墙的协同工作

框架-剪力墙结构是由框架和剪力墙组成的结构体系。在水平荷载作用下，框架和剪力墙是变形特点不同的两种结构，当用平面内刚度很大的楼盖将二者组合在一起组成框架-剪力墙结构时，框架与剪力墙在楼盖处的变形必须协调一致，即二者之间存在协同工作问题。

在水平荷载作用下，单独剪力墙的变形曲线如图 4-1 (a) 中虚线所示，以弯曲变形为主；单独框架的总体变形曲线如图 4-1 (b) 中虚线所示，以剪切变形为主。但是，在框架-剪力墙结构中，框架与剪力墙是相互连接在一起的一个整体结构，并不是单独分开，故其变形曲线介于弯曲型与剪切型之间。图 4-2 中绘出了三种侧移曲线及其相互关系。

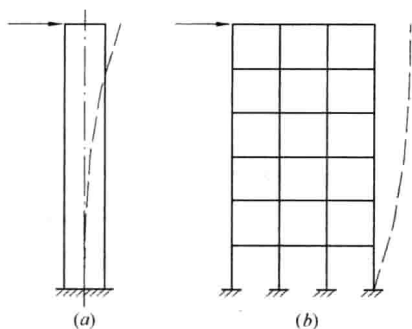


图 4-1 框架与剪力墙的侧移曲线

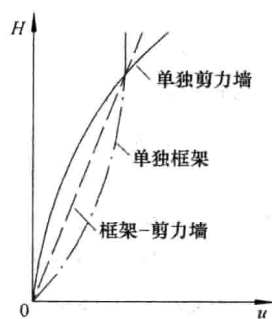


图 4-2 三种侧移曲线

#### 4.2.2 基本假定与计算简图

在框架-剪力墙结构分析中，一般采用如下的假定：

(1) 楼板在自身平面内的刚度为无限大。这保证了楼板将整个结构单元内的所有框架和剪力墙连为整体，不产生相对变形。现浇楼板和装配整体式楼板均可采用刚性楼板的假定。此外，横向剪力墙的间距宜满足表 4-1 的要求。

(2) 房屋的刚度中心与作用在结构上的水平荷载（风荷载或水平地震作用）的合力作用点重合，在水平荷载作用下房屋不产生绕竖轴的扭转。

在这两个基本假定的前提下，同一楼层标高处，各榀框架和剪力墙的水平位移相等。此时，可将结构单元内所有剪力墙综合在一起，形成一榀假想的总剪力墙，总剪力墙的弯曲刚度等于各榀剪力墙弯曲刚度之和；把结构单元内所有框架综合起来，形成一榀假想的总框架，总框架的剪切刚度等于各榀框架剪切刚度之和。

按照剪力墙之间和剪力墙与框架之间有无连梁，或者是否考虑这些连梁对剪力墙转动的约束作用，框架-剪力墙结构可分为下列两类：

1) 框架-剪力墙铰接体系。对于图 4-3 (a) 所示结构单元平面，如沿房屋横向的三榀剪力墙均为双肢墙，因连梁的转动约束作用已考虑在双肢墙的刚度内，且楼板在平面外的转动约束作用很小可予以忽略，则总框架与总剪力墙之间可按铰接考虑，其横向计算简图如图 4-3 (b) 所示。其中总剪力墙代表图 4-3 (a) 中的 3 榀双肢墙，总框架则代表 6 榀框架的综合。在总框架与总剪力墙之间的每个楼层标高处，有一根两端铰接的连杆。这一列铰接连杆代表各层楼板，把各榀框架和剪力墙连成整体，共同抗御水平荷载的作用。连杆是刚性的（即轴向刚度  $EA \rightarrow \infty$ ），反映了刚性楼板的假定，保证总框架与总剪力墙在同一楼层标高处的水平位移相等。

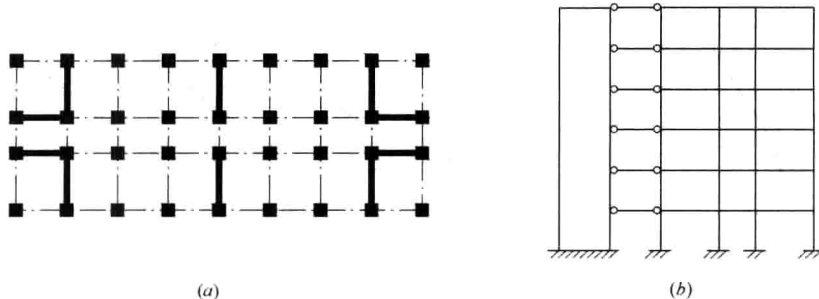


图 4-3 框架-剪力墙铰接体系计算简图



2) 框架-剪力墙刚接体系。对于图 4-4 (a) 所示结构单元平面, 沿房屋横向有 3 片剪力墙, 剪力墙与框架之间有连梁连接, 当考虑连梁的转动约束作用时, 连梁两端可按刚接考虑, 其横向计算简图如图 4-4 (b) 所示。此处, 总剪力墙代表图 4-4 (a) 中②、⑤、⑧轴线的 3 片剪力墙; 总框架代表 9 榀框架的综合, 其中①、③、④、⑥、⑦、⑨轴线均是三跨框架, ②、⑤、⑧轴线为单跨框架。在总剪力墙与总框架之间有一列总连梁, 把两者连为整体。总连梁代表②、⑤、⑧轴线三列连梁的综合。总连梁与总剪力墙刚接的一列梁端, 代表了三列连梁与三片墙刚接的综合; 总连梁与总框架刚接的一列梁端, 代表了②、⑤、⑧轴线处三个梁端与单跨框架的刚接以及楼板与其他各榀框架的铰接。

此外, 对于图 4-3 (a) 和图 4-4 (a) 所示的结构布置情况, 当考虑连梁的转动约束作用时, 其纵向计算简图均可按刚接体系考虑。

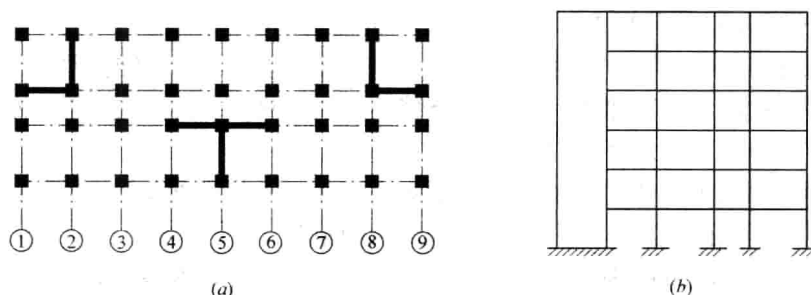


图 4-4 框架-剪力墙刚接体系计算简图

### 4.2.3 基本计算参数

#### 1. 总框架的剪切刚度

框架柱的侧移刚度定义为: 使框架柱两端产生单位相对侧移所需施加的水平剪力 (图 4-5a), 用符号  $D$  表示同层各柱侧移刚度的总和。总框架的剪切刚度  $C_{fi}$  定义为: 使总框架在楼层间产生单位剪切变形 ( $\phi=1$ ) 所需施加的水平剪力 (图 4-5b), 则  $C_{fi}$  与  $D$  有如下关系:

$$C_{fi} = Dh = h \sum D_{ij} \quad (4-3)$$

式中  $D_{ij}$  ——第  $i$  层第  $j$  根柱的侧移刚度;  
 $D$  ——同一层内所有框架柱的  $D_{ij}$  之和;  
 $h$  ——层高。

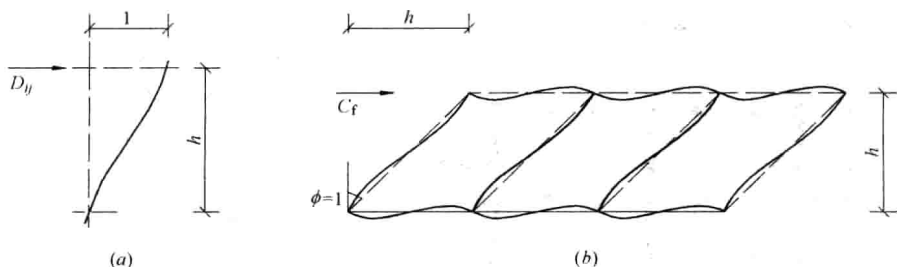


图 4-5 框架的剪切刚度

当各层  $C_{fi}$  不相同, 计算中所用的  $C_f$  可近似地以各层的  $C_{fi}$  按高度取平均值, 即

$$C_f = \frac{C_{f_1} h_1 + C_{f_2} h_2 + \cdots + C_{f_n} h_n}{h_1 + h_2 + \cdots + h_n} \quad (4-4)$$

## 2. 连梁的约束刚度

框架-剪力墙刚接体系的连梁进入墙的部分刚度很大，因此连梁应作为带刚域的梁进行分析。剪力墙间的连梁是两端带刚域的梁（图 4-6a），剪力墙与框架间的连梁是一端带刚域的梁（图 4-6b）。

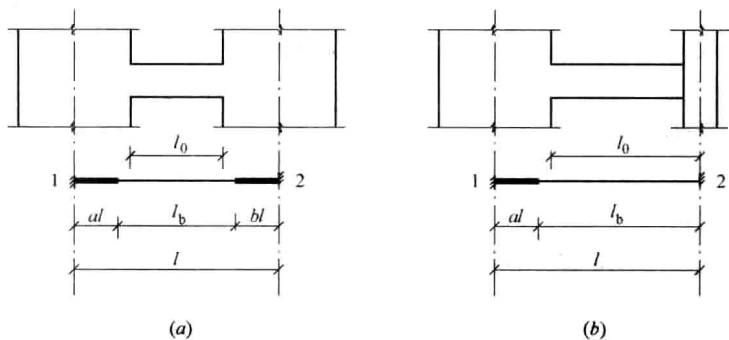


图 4-6 连梁的计算简图

在水平荷载作用下，根据刚性楼板的假定，同层框架与剪力墙的水平位移相同，同时假定同层所有节点的转角  $\theta$  也相同，则可得两端带刚域连梁的杆端转动刚度，即

$$\left. \begin{aligned} S_{12} &= \frac{6EI_0}{l} \frac{1+a-b}{(1-a-b)^3(1+\beta)} \\ S_{21} &= \frac{6EI_0}{l} \frac{1-a+b}{(1-a-b)^3(1+\beta)} \end{aligned} \right\} \quad (4-5)$$

在上式中令  $b=0$ ，可得一端带刚域连梁的杆端转动刚度，即

$$\left. \begin{aligned} S_{12} &= \frac{6EI_0}{l} \frac{1+a}{(1-a)^3(1+\beta)} \\ S_{21} &= \frac{6EI_0}{l} \frac{1}{(1-a)^2(1+\beta)} \end{aligned} \right\} \quad (4-6)$$

式中符号意义同第 3.2.3 节。

当采用连续化方法计算框架-剪力墙结构内力时，应将  $S_{12}$  和  $S_{21}$  化为沿层高  $h$  的线约束刚度  $C_{12}$  和  $C_{21}$ ，其值为

$$\left. \begin{aligned} C_{12} &= \frac{S_{12}}{h} \\ C_{21} &= \frac{S_{21}}{h} \end{aligned} \right\} \quad (4-7)$$

单位高度上连梁两端线约束刚度之和为

$$C_b = C_{12} + C_{21}$$

当同一层内有  $s$  根刚接连梁时，总连梁的线约束刚度为

$$C_{bi} = \sum_{j=1}^s (C_{12} + C_{21})_j \quad (4-8)$$

上式适用于两端与墙连接的连梁，对一端与墙另一端与柱连接的连梁，应令与柱连接端的

$C_{21}$  为零。

当各层总连梁的  $C_{bi}$  不同时, 可近似地以各层的  $C_{bi}$  按高度取平均值, 即

$$C_b = \frac{C_{b1}h_1 + C_{b2}h_2 + \cdots + C_{bn}h_n}{h_1 + h_2 + \cdots + h_n} \quad (4-9)$$

### 3. 剪力墙的弯曲刚度

先按 3.2.2 节所述方法判别剪力墙类别。对整截面墙, 按式 (3-6) 计算等效刚度, 当各层剪力墙的厚度或混凝土强度等级不同时, 式中  $E_c$ 、 $I_w$ 、 $A_w$ 、 $\mu$  应取沿高度的加权平均值。同样, 按式 (3-10) 计算整体小开口墙的等效刚度时, 式中  $E_c$ 、 $I$ 、 $A$ 、 $\mu$  也应沿高度取加权平均值, 但只考虑带洞部分的墙, 不计无洞部分墙的作用。对联肢墙, 可按式 (3-15) 计算等效刚度。

总剪力墙的等效刚度为结构单元内所有剪力墙等效刚度之和, 即

$$E_c I_{eq} = \sum (E_c I_{eq})_j \quad (4-10)$$

### 4.2.4 框架-剪力墙铰接体系结构分析

框架-剪力墙铰接体系的计算简图如图 4-7 (a) 所示。当采用连续化方法计算时, 把连杆作为连续栅片, 则在任意水平荷载  $q(z)$  作用下, 总框架与总剪力墙之间存在连续的相互作用力  $q_f(z)$ , 如图 4-7 (b) 所示。

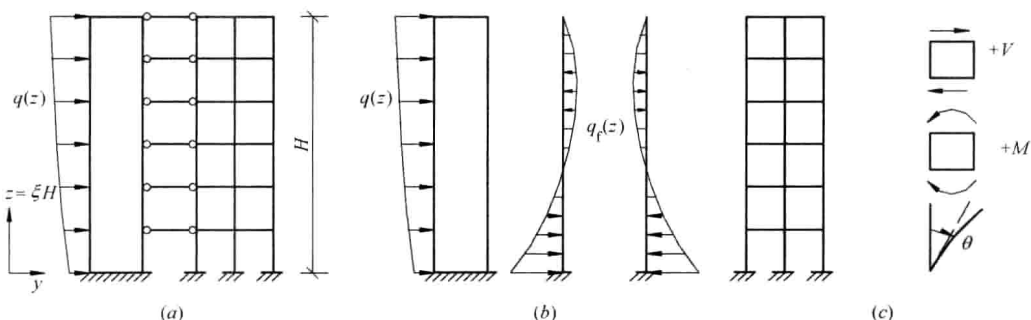


图 4-7 框架-剪力墙铰接体系协同工作计算简图

如以总剪力墙为隔离体, 并采用图 4-7 (c) 所示的正、负号规定, 则根据材料力学可得如下微分方程:

$$E_c I_{eq} \frac{d^4 y}{dz^4} = q(z) - q_f(z)$$

式中  $q_f(z)$  表示框架与剪力墙的相互作用力, 可表示为

$$q_f(z) = -C_f \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (4-11)$$

将式 (4-11) 代入微分方程, 并引入  $\xi = z/H$ , 则得

$$\frac{d^4 y}{d\xi^4} - \lambda^2 \frac{d^2 y}{d\xi^2} = \frac{q(\xi)H^4}{E_c I_{eq}} \quad (4-12)$$

式中  $\lambda$ ——框架-剪力墙铰接体系的刚度特征值, 按下式确定:

$$\lambda = H \sqrt{\frac{C_f}{E_c I_{eq}}} \quad (4-13)$$

解微分方程 (4-12), 可得框架-剪力墙结构任意截面的侧移  $y$ , 从而可得转角  $\theta$ , 以及总剪力墙的弯矩  $M_w$ 、剪力  $V_w$ 、总框架的剪力  $V_f$ , 即

$$\left. \begin{aligned} y &= C_1 + C_2 \xi + C_3 \operatorname{sh} \lambda \xi + C_4 \operatorname{ch} \lambda \xi + y_1 \\ \theta &= \frac{dy}{dz} = \frac{1}{H} \cdot \frac{dy}{d\xi} \\ M_w &= -E_c I_{eq} \frac{d^2 y}{dz^2} = -\frac{E_c I_{eq}}{H^2} \cdot \frac{d^2 y}{d\xi^2} \\ V_w &= -E_c I_{eq} \frac{d^3 y}{dz^3} = -\frac{E_c I_{eq}}{H^3} \cdot \frac{d^3 y}{d\xi^3} \\ V_f &= C_f \frac{dy}{dz} = \frac{C_f}{H} \cdot \frac{dy}{d\xi} \end{aligned} \right\} \quad (4-14)$$

式 (4-14) 中的待定常数  $C_1$ 、 $C_2$ 、 $C_3$ 、 $C_4$  和特解  $y_1$ , 应根据结构的边界条件和作用在结构上的荷载形式等确定。对于常见的三种荷载, 结构的内力和侧移按下列公式计算。

### 1. 均布荷载作用下内力及侧移计算

当作用均布荷载时, 式 (4-12) 中  $q(\xi) = q$ , 式 (4-14) 中的特解  $y_1 = -\frac{qH^2}{2C_f} \xi^2$ , 引入边界条件后可得内力和侧移的计算公式:

$$y = \frac{qH^4}{E_c I_{eq}} \cdot \frac{1}{\lambda^4} \left[ \left( \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda + 1}{\operatorname{ch} \lambda} \right) (\operatorname{ch} \lambda \xi - 1) - \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi + \lambda^2 \left( \xi - \frac{\xi^2}{2} \right) \right] \quad (4-15)$$

$$\theta = \frac{qH^3}{E_c I_{eq}} \cdot \frac{1}{\lambda^2} \left[ \left( \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda + 1}{\lambda \operatorname{ch} \lambda} \right) \operatorname{sh} \lambda \xi - \operatorname{ch} \lambda \xi - \xi + 1 \right] \quad (4-16)$$

$$M_w = -\frac{E_c I_{eq}}{H^2} \cdot \frac{d^2 y}{d\xi^2} = \frac{qH^2}{\lambda^2} \left[ 1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi - \left( \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda + 1}{\operatorname{ch} \lambda} \right) \operatorname{ch} \lambda \xi \right] \quad (4-17)$$

$$V_w = -\frac{E_c I_{eq}}{H^3} \cdot \frac{d^3 y}{d\xi^3} = qH \left[ \operatorname{ch} \lambda \xi - \left( \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda + 1}{\lambda \operatorname{ch} \lambda} \right) \operatorname{sh} \lambda \xi \right] \quad (4-18)$$

$$V_f = \frac{C_f}{H} \cdot \frac{dy}{d\xi} = qH \left[ \left( \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda + 1}{\lambda \operatorname{ch} \lambda} \right) \operatorname{sh} \lambda \xi - \operatorname{ch} \lambda \xi - \xi + 1 \right] \quad (4-19)$$

### 2. 倒三角形分布水平荷载作用下内力及侧移计算

倒三角形分布荷载作用时,  $q(z) = q \frac{z}{H} = q\xi$ , 相应的特解  $y_1 = -\frac{qH^2}{6C_f} \xi^3$ , 结构的内力和侧移计算公式为

$$y = \frac{qH^4}{E_c I_{eq}} \cdot \frac{1}{\lambda^2} \left[ \left( \frac{1}{\lambda^2} + \frac{\operatorname{sh} \lambda}{2\lambda} - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda^3} \right) \left( \frac{\operatorname{ch} \lambda \xi - 1}{\operatorname{ch} \lambda} \right) + \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{\lambda^2} \right) \left( \xi - \frac{\operatorname{sh} \lambda \xi}{\lambda} \right) - \frac{\xi^3}{6} \right] \quad (4-20)$$

$$\theta = \frac{1}{H} \cdot \frac{dy}{d\xi} = \frac{qH^3}{E_c I_{eq}} \cdot \frac{1}{\lambda^2} \left[ \left( \frac{1}{\lambda} + \frac{\operatorname{sh} \lambda}{2} - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda^2} \right) \frac{\operatorname{sh} \lambda \xi}{\operatorname{ch} \lambda} + \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{\lambda^2} \right) (1 - \operatorname{ch} \lambda \xi) - \frac{\xi^2}{2} \right] \quad (4-21)$$

$$M_w = -\frac{E_c I_{eq}}{H^2} \cdot \frac{d^2 y}{d\xi^2} = \frac{qH^2}{\lambda^2} \left[ \xi + \left( \frac{\lambda}{2} - \frac{1}{\lambda} \right) \operatorname{sh} \lambda \xi - \left( 1 + \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda}{2} - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda} \right) \frac{\operatorname{ch} \lambda \xi}{\operatorname{ch} \lambda} \right] \quad (4-22)$$

$$V_w = -\frac{E_c I_{eq}}{H^3} \cdot \frac{d^3 y}{d\xi^3} = -\frac{qH}{\lambda^2} \left[ \left( \lambda + \frac{\lambda^2 \operatorname{sh} \lambda}{2} - \operatorname{sh} \lambda \right) \frac{\operatorname{sh} \lambda \xi}{\operatorname{ch} \lambda} - \left( \frac{\lambda^2}{2} - 1 \right) \operatorname{ch} \lambda \xi - 1 \right] \quad (4-23)$$

$$V_f = \frac{C_f}{H} \cdot \frac{dy}{d\xi} = qH \left[ \left( \frac{1}{\lambda} + \frac{\operatorname{sh} \lambda}{2} - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda^2} \right) \frac{\operatorname{sh} \lambda \xi}{\operatorname{ch} \lambda} + \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{\lambda^2} \right) (1 - \operatorname{ch} \lambda \xi) - \frac{\xi^2}{2} \right] \quad (4-24)$$

### 3. 顶点集中水平荷载作用下内力及侧移计算

顶点集中荷载  $F$  作用时,  $q(z)=0$ , 式 (4-12) 为齐次方程, 特解  $y_1=0$ , 结构的内力和侧移计算公式为

$$y = \frac{FH^3}{E_c I_{eq}} \cdot \frac{1}{\lambda^3} [(\operatorname{ch} \lambda \xi - 1) \operatorname{th} \lambda - \operatorname{sh} \lambda \xi + \lambda \xi] \quad (4-25)$$

$$\theta = \frac{FH^2}{E_c I_{eq}} \cdot \frac{1}{\lambda^2} (\operatorname{th} \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi - \operatorname{ch} \lambda \xi + 1) \quad (4-26)$$

$$M_w = \frac{FH}{\lambda} (\operatorname{sh} \lambda \xi - \operatorname{th} \lambda \operatorname{ch} \lambda \xi) \quad (4-27)$$

$$V_w = F (\operatorname{ch} \lambda \xi - \operatorname{th} \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi) \quad (4-28)$$

$$V_f = F (\operatorname{th} \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi - \operatorname{ch} \lambda \xi + 1) \quad (4-29)$$

#### 4.2.5 框架-剪力墙刚接体系结构分析

当剪力墙间和剪力墙与框架之间有连梁, 并考虑连梁对剪力墙转动的约束作用时, 框架-剪力墙结构可按刚接体系计算, 如图 4-8 (a) 所示。把框架-剪力墙结构沿连梁的反弯点切开, 可显示出连梁的轴力和剪力, 如图 4-8 (b) 所示。连梁的轴力体现了总框架与总剪力墙之间相互作用的水平力  $q_f(z)$ ; 连梁的剪力则体现了两者之间相互作用的竖向力。把总连梁沿高度连续化后, 连梁剪力就化为沿高度的连续分布剪力  $v(z)$ 。将分布剪力向剪力墙轴线简化, 则剪力墙将产生分布轴力  $v(z)$  和线约束弯矩  $m(z)$ , 如图 4-8 (c) 所示。

在框架-剪力墙结构任意高度  $z$  处, 存在下列平衡关系:

$$q(z) = q_w(z) + q_f(z) \quad (4-30)$$

式中  $q(z)$ 、 $q_w(z)$ 、 $q_f(z)$ ——分别为结构  $z$  高度处的外荷载、总剪力墙承受的荷载和总框架承受的荷载。

总剪力墙的受力情况如图 4-8 (c) 所示。从图中截取高度为  $dz$  的微段, 并在两个横截面中引入截面内力, 如图 4-8 (d) (图中未画分布轴力)。由该微段水平方向力的平衡条件及对截面下边缘形心的力矩平衡条件, 可得下列关系式:

$$\frac{dV_w}{dz} = -q_w(z) \quad (4-31)$$

$$\frac{dM_w}{dz} = V_w - m \quad (4-32)$$

将式 (4-14) 中的  $M_w$  代入式 (4-32), 得

$$V_w = -E_c I_{eq} \frac{d^3 y}{dz^3} + m \quad (4-33)$$

上式即为框架-剪力墙刚接体系中剪力墙剪力的表达式。

由式 (4-7) 及杆端转动刚度  $S$  的定义, 总连梁的约束刚度  $C_b$  可写成

$$C_b = \sum \frac{S_{ij}}{h} = \sum \frac{M_{ij}}{\theta h} \quad (4-34)$$

式中  $S_{ij}$ 、 $M_{ij}$ ——分别表示第  $i$  层第  $j$  连梁与剪力墙刚接端的转动刚度和弯矩。

注意其中不包括连梁与框架柱刚接端的转动刚度和弯矩, 这部分的影响在框架分析中考虑。

总连梁的线约束弯矩  $m(z)$  可表示为

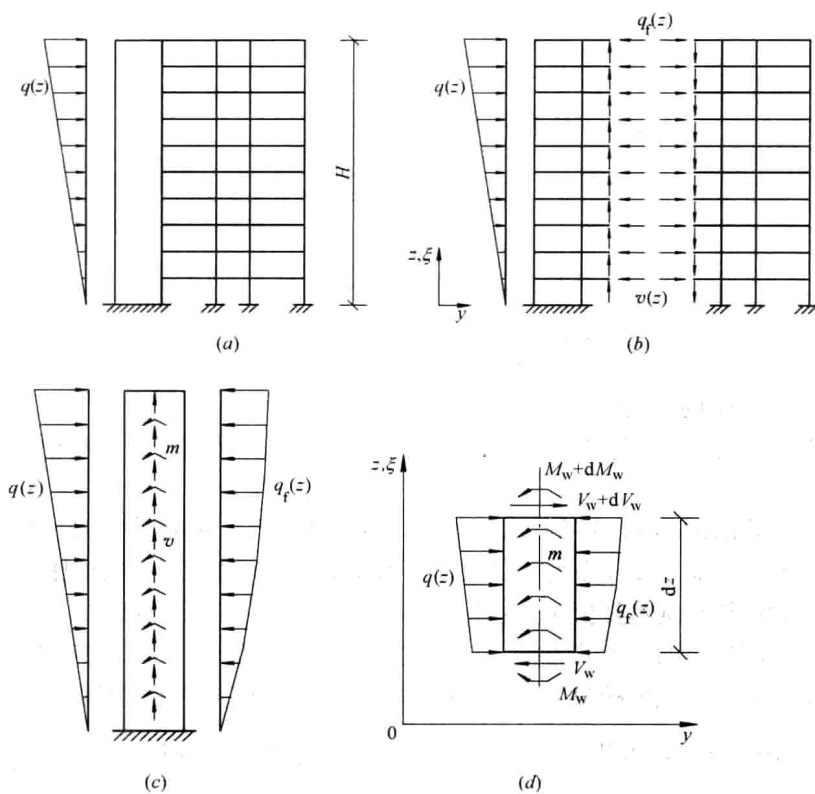


图 4-8 框架-剪力墙刚接体系协同工作计算简图

$$m(z) = \sum \frac{M_{ij}}{h} = C_b \theta = C_b \frac{dy}{dz} \quad (4-35)$$

将式 (4-33) 代入式 (4-31), 并利用式 (4-35) 得

$$q_w(z) = E_c I_{eq} \frac{d^4 y}{dz^4} - C_b \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (4-36)$$

将式 (4-11) 和式 (4-36) 代入式 (4-30) 得

$$E_c I_{eq} \frac{d^4 y}{dz^4} - (C_b + C_f) \frac{d^2 y}{dz^2} = q(z)$$

引入无量纲坐标  $\xi = z/H$ , 上式经整理后得

$$\frac{d^4 y}{d\xi^4} - \lambda^2 \frac{d^2 y}{d\xi^2} = \frac{q(\xi) H^4}{E_c I_{eq}} \quad (4-37)$$

式中  $\lambda$ ——框架-剪力墙刚接体系的刚度特征值, 按下式计算:

$$\lambda = H \sqrt{\frac{C_b + C_f}{E_c I_{eq}}} \quad (4-38)$$

与铰接体系的刚度特征值 (式 4-13) 相比, 上式仅在根号内分子项多了一项  $C_b$ ,  $C_b$  反映了连梁对剪力墙的约束作用。

式 (4-37) 即为框架-剪力墙刚接体系的微分方程, 与式 (4-12) 形式上完全相同。与式 (4-37) 相应的框架-剪力墙结构的内力和侧移为

$$\left. \begin{aligned}
 y &= C_1 + C_2 \xi + C_3 \operatorname{sh} \lambda \xi + C_4 \operatorname{ch} \lambda \xi + y_1 \\
 \theta &= \frac{dy}{dz} = \frac{1}{H} \frac{dy}{d\xi} \\
 M_w &= -E_c I_{eq} \frac{d^2 y}{dz^2} = -\frac{E_c I_{eq}}{H^2} \cdot \frac{d^2 y}{d\xi^2} \\
 V_w &= -E_c I_{eq} \frac{d^3 y}{dz^3} + m = -\frac{E_c I_{eq}}{H^3} \cdot \frac{d^3 y}{d\xi^3} + m \\
 V_f &= V - \left( -\frac{E_c I_{eq}}{H^3} \cdot \frac{d^3 y}{d\xi^3} + m \right) = V'_f - m \\
 m &= C_b \frac{dy}{dz} = \frac{C_b}{H} \cdot \frac{dy}{d\xi}
 \end{aligned} \right\} \quad (4-39)$$

式中  $V'_f$ ——总框架的名义剪力。

将式(4-37)~式(4-39)与铰接体系的相应公式(4-12)~式(4-14)比较,可知二者有下列异同点:

(1) 结构体系的侧移  $y$ 、转角  $\theta$  以及总剪力墙弯矩  $M_w$ , 刚接体系与铰接体系具有完全相同的表达式。因而 4.2.4 节对于铰接体系所推导的相应公式, 对于刚接体系也完全适用, 但各式中的结构刚度特征值  $\lambda$ , 对刚接体系须按式(4-38)计算。

(2) 总剪力墙剪力的表达式不同。比较式(4-14)与式(4-39)的第四式, 可见刚接体系总剪力墙剪力表达式中的第一项与铰接体系总剪力墙剪力的形式相同, 因而对于铰接体系所推导的相应公式, 可用于计算刚接体系总剪力墙剪力的第一项  $\left( -\frac{E_c I_{eq}}{H^3} \cdot \frac{d^3 y}{d\xi^3} \right)$ , 其中结构刚度特征值  $\lambda$  须按式(4-38)计算。

(3) 总框架剪力的表达式也不同。由式(4-39)可见, 对刚接体系,  $V_f = V'_f - m$ , 其中总框架的名义剪力  $V'_f$  与铰接体系中总框架剪力的表达式相同, 但式中的  $\lambda$  须按式(4-38)计算。另外, 对于刚接体系还应计算总连梁的线约束弯矩  $m$ 。

对于刚接体系, 总框架剪力  $V_f$  与总连梁的线约束弯矩  $m$ , 通常直接按下式计算:

$$\left. \begin{aligned}
 V_f &= \frac{C_f}{C_f + C_b} V'_f \\
 m &= \frac{C_b}{C_f + C_b} V'_f
 \end{aligned} \right\} \quad (4-40)$$

式中  $V'_f$ ——总框架的名义剪力, 对均布荷载、倒三角形分布荷载和顶点集中荷载, 分别按式(4-19)、式(4-24)和式(4-29)计算, 但式中的  $\lambda$  须按式(4-38)计算。在结构抗震计算时, 式(4-40)中的  $C_b$  应乘以折减系数  $\eta$ ,  $\eta$  取值同式(4-41)。

### 4.3 框架-剪力墙结构房屋设计要点及步骤

#### 4.3.1 结构布置及计算简图

框架-剪力墙结构房屋的总体布置原则、楼面体系选择和基础选型等见第 1.2 节。这种结构中框架的布置原则, 包括柱网和层高、框架的承重方案等见第 2.1 节; 剪力墙数量的确定方法及布置原则见第 4.1 节。

在结构方案确定之后, 水平荷载作用下框架-剪力墙结构协同工作计算简图可按

4.2.2 节所述方法确定。当框架与剪力墙之间布置有连梁时,一般宜采用刚接体系的计算简图(图 4-4)。

### 4.3.2 重力荷载及水平荷载计算

#### 1. 重力荷载计算

框架-剪力墙结构房屋的重力荷载包括楼面及屋面荷载、框架梁柱自重、墙体及门窗等重力荷载。楼面及屋面荷载、框架梁柱自重的计算方法与框架结构房屋相同,见 2.2.1 节。墙体包括抗侧力的钢筋混凝土剪力墙和轻质填充墙,应分别按各自的厚度及材料重度标准值计算,其两侧的粉刷层(或贴面)应计入墙自重内。

#### 2. 风荷载计算

垂直于建筑物表面上的风荷载标准值按式(1-3)计算。对于风荷载比较敏感的高层框架-剪力墙结构房屋,承载力设计时基本风压应提高 10%。

对框架-剪力墙结构房屋,应计算整个结构单元上的风荷载,并将其折算为倒三角形分布荷载和均布荷载,详见图 3-16,其中  $q_{\max}$  和  $q$  按式(3-76)确定。

#### 3. 水平地震作用计算

##### (1) 重力荷载代表值计算

框架-剪力墙结构房屋的抗震计算单元、动力计算简图和重力荷载代表值计算等,与框架结构房屋相同,详见 2.2.3 节。

##### (2) 刚度计算

###### 1) 总框架的剪切刚度 $C_f$

先按 2.2.3 节所述方法计算框架梁线刚度  $i_b$ 、柱线刚度  $i_c$  及柱侧移刚度  $D$ (式 2-3),再由式(4-3)计算总框架各层的剪切刚度  $C_{fi}$ ,并由式(4-4)计算总框架剪切刚度  $C_f$ 。

###### 2) 总剪力墙的等效刚度 $E_c I_{eq}$

根据设防烈度、层间侧移角限值、场地类别和设计地震分组,由表 4-2 确定参数  $\psi$ ,并按式(4-1)确定  $\beta$ ,再根据  $\beta$  值由表 4-3 确定刚度特征值  $\lambda$ ;最后由式(4-2)估算满足层间侧移角限值的剪力墙刚度需求。

总剪力墙的等效刚度按式(4-10)计算,其中每片剪力墙的刚度计算方法见 4.2.3 节。总剪力墙的等效刚度应大于或等于由式(4-2)估算的剪力墙刚度需求。

###### 3) 总连梁的约束刚度 $C_b$

先按式(4-6)计算连梁梁端转动刚度  $S_{ij}$ ,并将其化为沿层高的线约束刚度(式 4-7),第  $i$  层总连梁的线约束刚度  $C_{bi}$ 按式(4-8)计算。框架-剪力墙协同工作计算时所用的约束刚度  $C_b$ 按式(4-9)确定。

###### 4) 结构刚度特征值 $\lambda$

在总框架的剪切刚度  $C_f$ 、总连梁的约束刚度  $C_b$ 和总剪力墙的等效刚度  $E_c I_{eq}$ 求出之后,可按式(4-41)确定框架-剪力墙结构的刚度特征值  $\lambda$ :

$$\lambda = H \sqrt{\frac{C_f + \eta C_b}{E_c I_{eq}}} \quad (4-41)$$

式中  $\eta$ ——连梁的刚度折减系数,当设防烈度为 6、7 度时折减系数可取 0.7;8、9 度时,折减系数可取 0.5;折减系数不宜小于 0.5。计算风荷载作用下的内力和位移时,取  $\eta=1.0$ 。



当框架与剪力墙按铰接考虑时,式(4-41)中 $C_b$ 取零。

### (3) 结构基本自振周期计算

框架-剪力墙结构房屋的基本自振周期 $T_1$ 可按式(2-4)计算,式中 $\phi_T$ 取0.7~0.8。对于屋面局部带突出间的房屋,式中的 $u_T$ 应取主体结构顶点位移。此时应按图2-5所示方法,将突出间的重力荷载折算到主体结构顶层,并按式(2-5)确定折算重力荷载 $G_e$ 。 $u_T$ 按下式计算:

$$u_T = u_q + u_{Ge} \quad (4-42)$$

$$u_q = \frac{qH^4}{E_c I_{eq}} \cdot \frac{1}{\lambda^4} \left[ \left( \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda + 1}{\operatorname{ch} \lambda} \right) (\operatorname{ch} \lambda - 1) - \lambda \operatorname{sh} \lambda + \frac{\lambda^2}{2} \right] \quad (4-43)$$

$$u_{Ge} = \frac{G_e H^3}{E_c I_{eq}} \cdot \frac{1}{\lambda^3} (\lambda - \operatorname{th} \lambda) \quad (4-44)$$

式中  $u_q$ 、 $u_{Ge}$ ——分别为均布荷载和顶点集中荷载作用下框架-剪力墙结构的顶点位移;  
 $q$ ——均布荷载,  $q = \sum G_i / H$ , 其中 $G_i$ 为集中在各层楼面处的重力荷载代表值。

### (4) 水平地震作用计算

当框架-剪力墙结构房屋的高度不超过40m,质量和刚度沿高度分布比较均匀时,其水平地震作用可用底部剪力法计算。结构总水平地震作用可按式(1-21)计算,各质点的水平地震作用可按式(1-22)计算。

对于屋面局部带突出间的框架-剪力墙结构房屋,突出间宜作为单独质点考虑,其水平地震作用仍按式(1-22)计算,其中顶部附加水平地震作用应加在主体结构的顶部,如图3-17(a)所示。此时应按图3-17所示方法,将作用于各层的水平地震作用折算为倒三角形分布荷载和顶点集中荷载,并按式(3-81)确定倒三角形分布荷载峰值 $q_{\max}$ 和顶点集中荷载 $F$ 。

### (5) 楼层地震剪力计算及剪重比验算

按式(1-23)计算楼层地震剪力,并按式(1-24)验算剪重比。

### (6) 重力二阶效应及结构稳定性

对框架-剪力墙结构,如果满足式(1-25),可不考虑重力二阶效应的影响;如果不满足式(1-25),但满足式(1-27),应考虑重力二阶效应的影响,此时可按式(1-31)、式(1-32)计算位移和内力增大系数;如果不满足式(1-27),则应增大结构刚度,使其满足式(1-26)的要求。

## 4.3.3 水平荷载作用下框架-剪力墙结构内力与位移计算

### 1. 位移计算及验算

在水平荷载(风荷载或多遇地震作用)作用下,框架-剪力墙结构应处于弹性状态并且有足够的刚度,避免产生过大的位移而影响结构的承载力、稳定性和使用条件。

应进行风荷载和多遇地震作用下的位移计算。框架-剪力墙结构房屋的层间位移应满足式(1-36)的要求,当不满足时应调整构件截面尺寸或混凝土强度等级,并重新验算直至满足为止。

计算风荷载产生的侧移时,应取倒三角形分布荷载与均布荷载所产生的侧移之和

(图 3-16), 相应的荷载值  $q_{\max}$  和  $q$  按式 (3-76) 计算; 计算水平地震作用产生的侧移时, 应取倒三角形分布荷载与顶点集中荷载所产生的侧移之和 (图 3-17), 相应的荷载值  $q_{\max}$  和  $F$  按式 (3-81) 计算。框架-剪力墙结构在均布荷载、倒三角形分布荷载及顶点集中荷载作用下的侧移, 应分别按式 (4-15)、式 (4-20) 和式 (4-25) 计算, 式中的结构刚度特征值  $\lambda$  按式 (4-38) 计算; 当框架-剪力墙结构按铰接体系分析时, 式 (4-38) 中的  $C_b$  取零。如需考虑重力二阶效应, 则应将上述侧移计算值乘以考虑二阶效应的侧移增大系数。

## 2. 总框架、总连梁及总剪力墙内力

(1) 对于框架-剪力墙铰接体系, 按式 (4-19)、式 (4-24) 和式 (4-29) 计算总框架剪力  $V_f$ ; 如为刚接体系, 则按上述公式计算所得的值是  $V'_f$ , 然后按式 (4-40) 计算总框架剪力  $V_f$  和总连梁的线约束弯矩  $m$ 。

(2) 总剪力墙弯矩, 对铰接和刚接体系, 均按式 (4-17)、式 (4-22) 和式 (4-27) 计算。总剪力墙剪力, 对铰接体系按式 (4-18)、式 (4-23) 和式 (4-28) 计算; 对刚接体系, 按上述公式计算所得的值是式 (4-39) 第四式中的  $\left(-\frac{E_c I_{eq}}{H^3} \cdot \frac{d^3 y}{d\xi^3}\right)$ , 然后将其与上面所计算出的总连梁的线约束弯矩  $m$  相加, 即得总剪力墙剪力。

如需考虑重力二阶效应, 则应将上述弯矩、剪力计算值乘以考虑二阶效应的内力增大系数。

## 3. 构件内力

### (1) 框架梁柱内力

框架与剪力墙按协同工作分析时, 假定楼板为绝对刚性, 但楼板实际上有一定的变形, 框架与剪力墙的变形不能完全协调, 故框架实际承受的剪力比计算值大。此外, 在地震作用过程中, 剪力墙开裂后框架承担的剪力比例将增加, 剪力墙屈服后, 框架将承担更大的剪力。因此, 抗震设计时, 按上述方法求得的总框架各层剪力  $V_f$  应按下列方法调整。

1) 对  $V_f \geq 0.2V_0$  的楼层不必调整,  $V_f$  可直接采用计算值; 对  $V_f < 0.2V_0$  的楼层,  $V_f$  取  $0.2V_0$  和  $1.5V_{\max, f}$  中的较小值; 其中  $V_0$  为地震作用产生的结构底部总剪力,  $V_{\max, f}$  为各层框架部分所承担总剪力中的最大值。

2) 各层框架所承担的地震总剪力按 1) 调整后, 按调整前、后总剪力的比值调整每根框架柱和与之相连框架梁的剪力及端部弯矩标准值, 框架柱的轴力标准值可不予调整。

3) 按振型分解反应谱法计算地震作用时, 第 1) 项规定的调整可在振型组合之后并在满足式 (1-24) 的前提下进行。

根据各层框架的总剪力  $V_f$ , 可用  $D$  值法计算梁柱内力, 计算公式及步骤见 2.3.2 节。

### (2) 连梁内力

按式 (4-40) 求得总连梁的线约束弯矩  $m(z)$  后, 将  $m(z)$  乘以层高  $h$  得到该层所有与剪力墙刚接的梁端弯矩  $M_{ij}$  之和, 即

$$\sum M_{ij} = m(z) h$$

式中  $z$ ——从结构底部至所计算楼层高度。

将  $m(z) h$  按下式分配给各梁端:

$$M_{ij} = \frac{S_{ij}}{\sum S_{ij}} m(z) h \quad (4-45)$$

式中  $S_{ij}$  按式 (4-5) 或式 (4-6) 计算。按上式求得的弯矩是连梁在剪力墙形心轴处的弯矩。计算连梁截面配筋时, 应按非刚域段的端弯矩计算, 如图 4-9 所示。对于两剪力墙之间的连梁, 由图 4-9 (a) 所示的几何关系得

$$\left. \begin{aligned} M_{12}^e &= M_{12} - a(M_{12} + M_{21}) \\ M_{21}^e &= M_{21} - b(M_{12} + M_{21}) \end{aligned} \right\} \quad (4-46)$$

式中  $M_{12}$  和  $M_{21}$  按式 (4-45) 计算。对于剪力墙与柱之间的连梁, 由图 4-9 (b) 所示的几何关系得

$$M_{12}^e = M_{12} - a(M_{12} + M_{21}) \quad (4-47)$$

式中  $M_{12}$  由式 (4-45) 计算。假定连梁两端转角相等, 则

$$\begin{aligned} M_{12} &= S_{12} \theta \\ M_{21} &= S_{21} \theta = \frac{S_{21}}{S_{12}} M_{12} \end{aligned}$$

将式 (4-6) 代入上式, 得

$$M_{21} = \left( \frac{1-a}{1+a} \right) M_{12} \quad (4-48)$$

即式 (4-47) 中的  $M_{21}$  应按 (4-48) 计算。

对于图 4-9 所示的两种情况, 连梁剪力均可按下式计算:

$$V_b = \frac{M_{12} + M_{21}}{l} \quad (4-49)$$

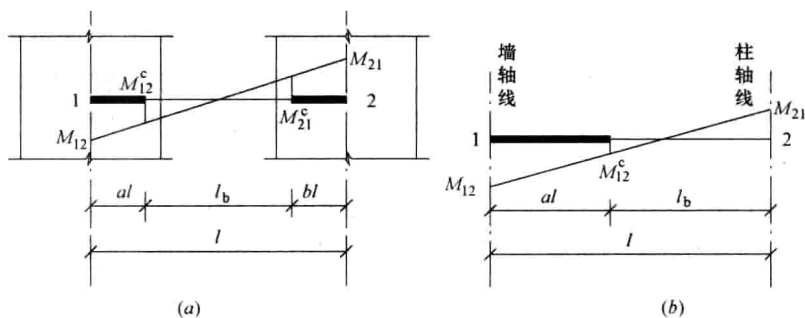


图 4-9 连梁端弯矩

### (3) 各片剪力墙内力

第  $i$  层第  $j$  片剪力墙的弯矩按下式计算:

$$M_{wij} = \frac{(E_c I_{eq})_{ij}}{\sum_j (E_c I_{eq})_{ij}} M_{wi} \quad (4-50)$$

第  $i$  层第  $j$  片剪力墙的剪力按下式计算:

$$V_{wij} = \frac{(E_c I_{eq})_{ij}}{\sum_j (E_c I_{eq})_{ij}} (V_{wi} - m_i) + m_{ij} \quad (4-51)$$

式中  $V_{wi}$ ——第  $i$  层总剪力墙剪力;

$m_i, m_{ij}$ ——分别为第  $i$  层总连梁及第  $i$  层与第  $j$  片剪力墙刚接的连梁端线约束弯矩。

第  $i$  层第  $j$  片剪力墙的轴力按下式计算:

$$N_{wij} = \sum_{k=i}^n V_{bkj} \quad (4-52)$$

式中  $V_{bkj}$ ——第  $k$  层与第  $j$  片剪力墙刚接的连梁剪力。

当框架-剪力墙结构按铰接体系分析时,可令式(4-51)中的线约束弯矩  $m$  等于零,即可得相应的墙肢剪力。

#### 4.3.4 竖向荷载作用下框架-剪力墙结构内力计算

框架-剪力墙结构中的各榀框架和各片剪力墙,承担各自负载范围内的竖向荷载。现以图 4-4 (a) 所示框架-剪力墙结构为例,说明内力计算方法。对于①、③、④、⑥、⑦、⑨轴线的各榀框架,其计算简图、荷载及内力计算方法与框架结构相同,详见第 2.4 节。对于②、⑤、⑧轴线的各片剪力墙,在楼板传来荷载作用下的计算简图、荷载及内力计算方法与剪力墙结构相同,见 3.4.4 节。对于②、⑤、⑧轴线的各榀框架,在竖向荷载作用下的计算简图如图 4-10 (a) 所示。为便于计算,可进一步近似简化为图 4-10 (c)。作用于框架上的竖向荷载对剪力墙的影响可近似按图 4-10 (b) 计算,即把与剪力墙刚接端的连梁梁端弯矩和剪力反向施加于剪力墙上。计算剪力墙内力时,应把图 4-10 (b) 进一步转化为图 4-10 (d),并与楼板传来的荷载相叠加。

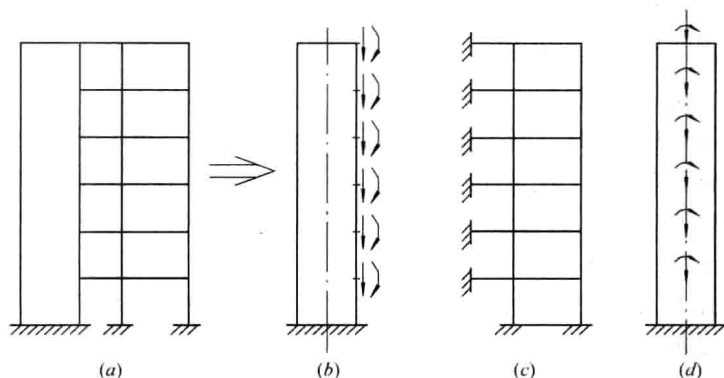


图 4-10 竖向荷载作用下内力计算

#### 4.3.5 内力组合

框架-剪力墙结构中框架梁、柱内力组合及调整等与框架结构相同,详见第 2.5 节;剪力墙内力组合及调整等与剪力墙结构相同,连梁内力组合及调整方法与剪力墙结构中连梁的内力组合及调整方法相同,见 3.4.5 节。内力调整时,框架与剪力墙的抗震等级一般应按框架-剪力墙结构确定。

#### 4.3.6 截面设计和构造要求

框架-剪力墙结构中框架梁、柱的截面设计及构造要求与框架结构相同,详见第 2.6 节;剪力墙的截面设计及构造要求与剪力墙结构相同,详见 3.4.6 节。

框架-剪力墙结构的截面设计和构造要求除应符合上述规定外,尚应符合下列要求。

##### 1. 设计方法

框架-剪力墙结构在规定的水平力作用下,应根据结构底层框架部分承受的地震倾覆

力矩与结构总地震倾覆力矩的比值,按下述规定确定相应的设计方法。

(1) 当框架部分承担的倾覆力矩不大于结构总倾覆力矩的 10% 时,表明结构中框架承担的地震作用较小,绝大部分均由剪力墙承担,其工作性能接近于纯剪力墙结构。此时结构中的剪力墙抗震等级可按剪力墙结构的规定执行;其最大适用高度可按剪力墙结构的要求执行;其中的框架部分应按框架-剪力墙结构的框架进行设计,并应对框架部分承受的剪力进行调整,其侧向位移控制指标按剪力墙结构采用。

(2) 当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 10% 但不大于 50% 时,属于一般框架-剪力墙结构,按框架-剪力墙结构的有关规定进行设计。

(3) 当框架部分承受的倾覆力矩大于结构总倾覆力矩的 50% 但不大于 80% 时,表明结构中剪力墙的数量偏少,框架承担较大的地震作用。此时框架部分的抗震等级和轴压比宜按框架结构的规定执行,剪力墙部分的抗震等级和轴压比按框架-剪力墙结构的规定采用;其最大适用高度不宜再按框架-剪力墙结构的要求执行,但可比框架结构的要求适当提高,提高的幅度可视剪力墙承担的地震倾覆力矩来确定。

(4) 当框架部分承受的倾覆力矩大于结构总倾覆力矩的 80% 时,表明结构中剪力墙的数量极少。此时框架部分的抗震等级和轴压比应按框架结构的规定执行,剪力墙部分的抗震等级和轴压比按框架-剪力墙结构的规定采用;其最大适用高度宜按框架结构采用。对于这种少墙框架-剪力墙结构,由于其抗震性能较差,不宜采用,以避免剪力墙受力过大、过早破坏。不可避免时,宜采取将此种剪力墙减薄、开竖缝、开结构洞、配置少量单排钢筋等措施,减小剪力墙的作用。

## 2. 带边框剪力墙的构造要求

框架-剪力墙结构中的剪力墙周边一般与梁、柱连接在一起,形成带边框的剪力墙。为了使墙板与边框能整体工作,墙板自身应有一定的厚度以保证其稳定性。一般情况下,剪力墙的截面厚度不应小于 160mm,且不应小于层高的 1/20;抗震设计时,一、二级抗震等级剪力墙的底部加强部位均不应小于 200mm,且不应小于层高的 1/16。当剪力墙截面厚度不满足上述要求时,应对墙体进行稳定性验算。剪力墙的水平分布钢筋应全部锚入边框内,锚固长度不应小于  $l_a$  (非抗震设计) 或  $l_{aE}$  (抗震设计)。

与剪力墙重合的框架梁可保留,亦可做成宽度与墙厚相同的暗梁,暗梁截面高度可取墙厚的 2 倍或与该片框架梁截面等高。暗梁的配筋可按构造配置且应符合一般框架梁相应抗震等级的最小配筋要求。

带边框剪力墙宜按工字形截面计算其正截面承载力,端部的纵向受力钢筋应配置在边框柱截面内。

带边框剪力墙的混凝土强度等级宜与边框柱相同。边框柱宜与该榀框架其他柱的截面相同,且应符合一般框架柱的构造配筋规定。剪力墙底部加强部位边框柱的箍筋宜沿全高加密;当带边框剪力墙上的洞口紧邻边框柱时,边框柱的箍筋宜沿全高加密。

# 4.4 设计实例

## 4.4.1 工程概况

某 10 层框架-剪力墙结构房屋,位于抗震设防烈度 8 度区,场地类别 II 类,设计地震

分组为第一组。基本雪压  $s_0=0.25\text{kN/m}^2$ ，基本风压  $w_0=0.40\text{kN/m}^2$ ，地面粗糙度为 B 类。该房屋为丙类建筑。

根据结构使用功能要求，标准层建筑平面示意图见图 4-11，剖面示意图见图 4-12，该建筑设有整体刚度较大的地下室。

4.4.2 结构布置及计算简图

根据对结构使用功能要求及技术经济指标等因素的综合分析，该建筑采用钢筋混凝土框架-剪力墙结构。标准层结构平面布置图见图 4-13。

1. 梁、板截面尺寸

根据 2.1.3 节的有关规定，梁截面高度  $h=(1/12\sim 1/8)l$ ， $l$  为梁跨度，由此估算的梁截面尺寸见表 4-4。双向板厚度可取  $1/40$  板短边长度，本工程取 150mm。

梁、板截面尺寸 (mm)				表 4-4
横梁( $b\times h$ )		纵梁( $b\times h$ )		板
①~②,③~④	⑤~⑥	⑦~⑧	⑨~⑩	150
300×600	300×400	300×600	300×400	

2. 柱截面尺寸

柱截面尺寸可根据轴压比限值由式 (2-2) 确定。房屋高度为 36.15m，由表 2-9 可知该框架-剪力墙结构中的框架为二级抗震等级，查表 2-12 得轴压比限值  $[\mu_N]$  为 0.85。单位面积上的重力荷载代表值近似取  $12\text{kN/m}^2$ ，底层混凝土强度等级取 C40 ( $f_c=19.1\text{N/mm}^2$ )。由式 (2-1) 及式 (2-2) 可得底层中柱及边柱的截面尺寸为

中柱  $A_c=\frac{N}{[\mu_N]f_c}=\frac{1.25\times(6.6\times6.3)\times12\times10}{0.85\times19.1\times10^3}=0.384\text{m}^2$

柱截面尺寸可取为 600mm×700mm。

边柱  $A_c=\frac{N}{[\mu_N]f_c}=\frac{1.3\times(6.6\times3.3)\times12\times10}{0.85\times19.1\times10^3}=0.209\text{m}^2$

可取 600mm×600mm。

另外，柱截面高度不宜小于 400mm，柱净高与截面长边尺寸之比宜大于 4。经综合分析，本工程各层柱截面尺寸及混凝土强度等级按表 4-5 采用。

各层柱截面尺寸及混凝土强度等级				表 4-5
层次	混凝土强度等级	⑧轴柱(mm)	①、③轴柱(mm)	⑤轴柱(mm)
5~10	C35	600×600	500×500	400×400
1~4	C40	600×700	600×600	500×500

3. 剪力墙布置

根据 4.1.2 节的有关规定，对于带边框的剪力墙，其墙板厚度不应小于 160mm，且不应小于层高的  $1/20$ 。本例层高为 3.6m，故墙板厚度不应小于 180mm，各层均可取 200mm。

在③、④、⑥、⑦和⑩轴线布置 5 道横向剪力墙，在 B 轴线布置 3 片纵向剪力墙，另外在电梯间和竖井处采用钢筋混凝土墙，如图 4-13 所示。

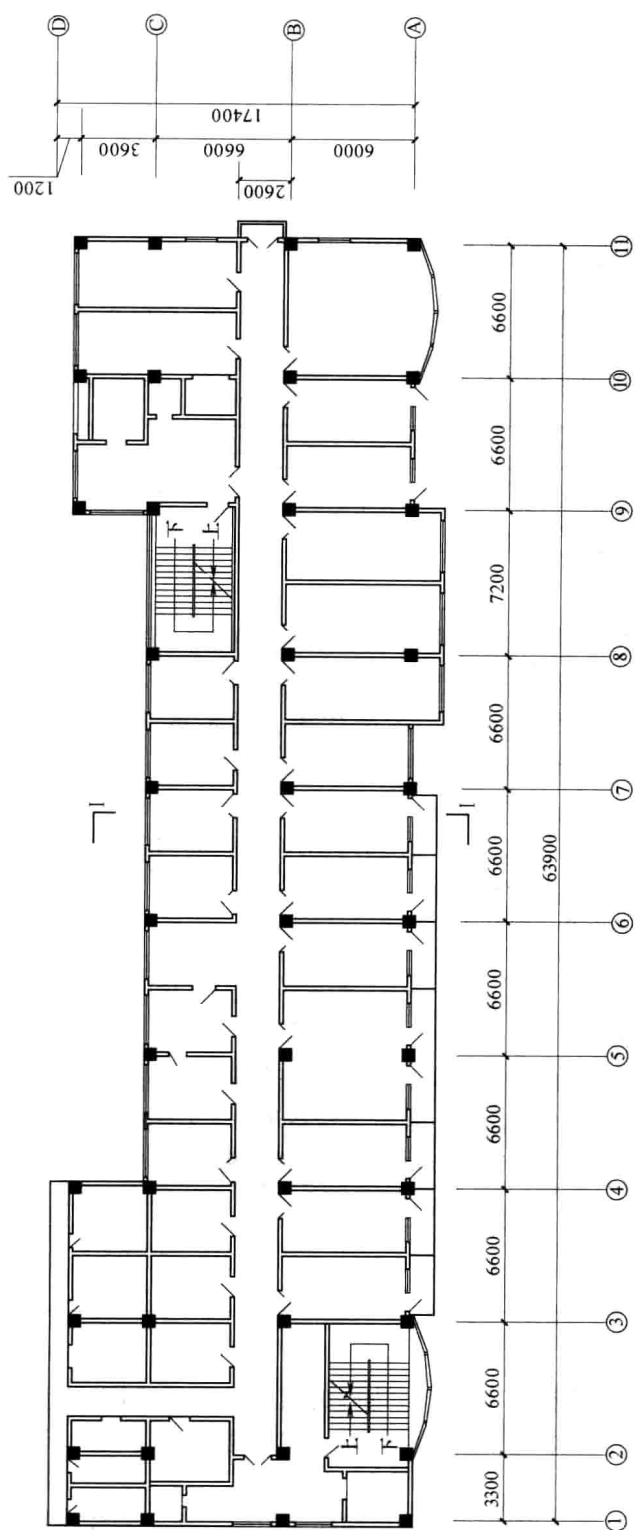


图 4-11 标准层平面图

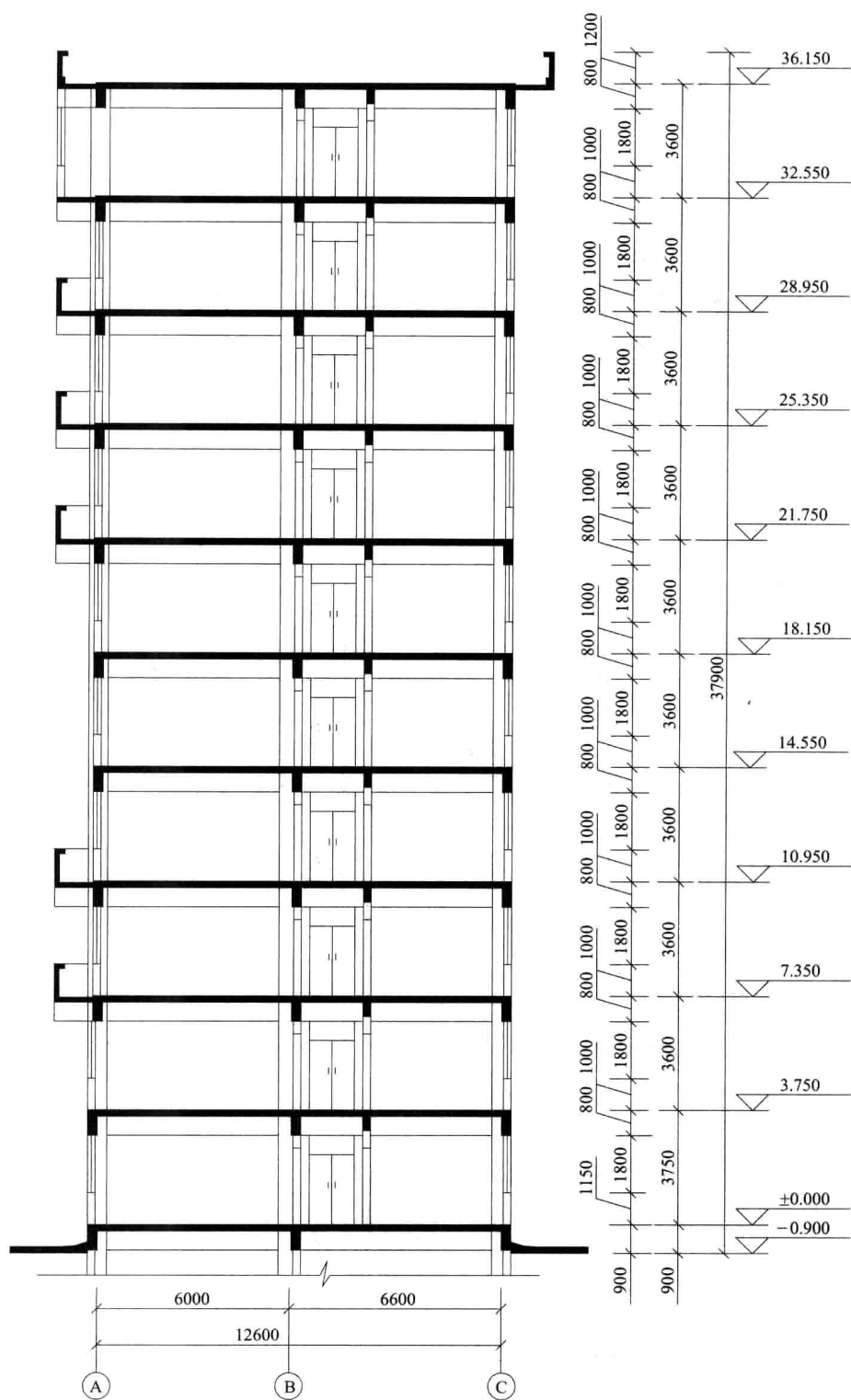


图 4-12 标准层平面图





4. 计算简图

根据 4.2.2 节所述原则,对于图 4-13 所示结构平面布置情况,无论是横向还是纵向,均可按连梁刚接考虑,其计算简图如图 4-14 所示。对于横向,总剪力墙代表 W-1~W-6 共 11 片剪力墙的综合;对于纵向,总剪力墙代表 W-7~W-13 共 8 片剪力墙的综合。因该建筑设有整体刚度较大的地下室,因而底层柱的下端取至地下室的顶部;因梁板现浇,所以其他各层均取板底为梁截面的形心线。

为了节省篇幅,本例只对房屋的横向进行分析计算,纵向计算从略。

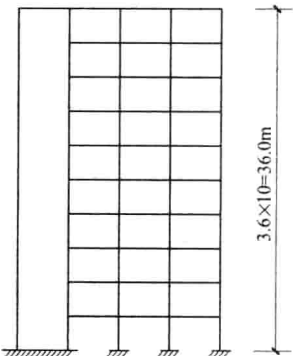


图 4-14 框架-剪力墙结构协同工作计算简图

4.4.3 剪力墙、框架及连梁的刚度计算

1. 框架剪切刚度计算

框架第  $i$  层的剪切刚度按式 (4-3) 计算,其中柱的侧移刚度  $D_{ij}$  按式 (2-3) 计算。

(1) 梁线刚度  $i_b$  和柱线刚度  $i_c$

各层各跨梁线刚度  $i_b$  计算结果见表 4-6,表中  $I_0$  表示按矩形截面所计算的惯性矩; $2EI_0/l$ ,  $1.5EI_0/l$  分别表示中框架梁和边框架梁的线刚度。各层柱线刚度  $i_c$  计算结果见表 4-7。

(2) 柱侧移刚度

柱侧移刚度按式 (2-3) 计算,现以第二层⑥列⑤轴柱为例,说明计算方法,其余各柱侧移刚度计算结果见表 4-8~表 4-11。

$$\bar{K} = \frac{(5.85 + 5.318) \times 2}{2 \times 15.483} = 0.721, \alpha_c = \frac{0.721}{2 + 0.721} = 0.265$$
$$D = 0.265 \times \frac{12 \times 15.483 \times 10^{10}}{3600^2} = 37991 \text{ N/mm}$$

横梁线刚度  $i_b$  计算表 表 4-6

类别	层次	$E_c$ ( $10^4 \text{ N/mm}^2$ )	$b \times h$ (mm×mm)	$l$ (mm)	$I_0$ ( $10^9 \text{ mm}^4$ )	$i_b (10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm})$		
						$E_c I_0 / l$	$1.5 E_c I_0 / l$	$2 E_c I_0 / l$
AB 跨	5~10	3.15	300×600	6000	5.4	2.835	4.253	5.670
	1~4	3.25	300×600	6000	5.4	2.925	4.388	5.850
BC 跨	5~10	3.15	300×600	6600	5.4	2.577	3.866	5.155
	1~4	3.25	300×600	6600	5.4	2.659	3.989	5.318
CD 跨	5~10	3.15	300×400	3600	1.6	1.400	2.100	2.800
	1~4	3.25	300×400	3600	1.6	1.444	2.167	2.889

各层柱线刚度  $i_c$  计算表 表 4-7

类别	层次	$E_c$ ( $10^4 \text{ N/mm}^2$ )	$b_c \times h_c$ (mm×mm)	$h$ (mm)	$I_c$ ( $10^9 \text{ mm}^4$ )	$i_c = E_c I_c / h$ ( $10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$ )
⑥ 列柱	5~10	3.15	600×600	3600	10.800	9.450
	1~4	3.25	600×700	3600	17.150	15.483
④ ③ 列柱	5~10	3.15	500×500	3600	5.208	4.557
	1~4	3.25	600×600	3600	10.800	9.750

续表

类别	层次	$E_c$ ( $10^4 \text{ N/mm}^2$ )	$b_c \times h_c$ ( $\text{mm} \times \text{mm}$ )	$h$ ( $\text{mm}$ )	$I_c$ ( $10^9 \text{ mm}^4$ )	$i_c = E_c I_c / h$ ( $10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$ )
⑩ 列柱	5~10	3.15	400×400	3600	2.133	1.867
	1~4	3.25	500×500	3600	5.208	4.702

④ 列柱侧移刚度  $D$  (N/mm) 计算表 表 4-8

层次	②轴柱			⑤、⑧、⑨轴柱			⑪轴柱			$\Sigma D_{ij}$
	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i1}$	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i2}$	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i3}$	
6~10	0.622	0.237	10000	1.244	0.383	16160	0.933	0.318	13418	71898
5	0.632	0.240	10127	1.264	0.387	16329	0.948	0.322	13587	72701
2~4	0.300	0.130	11736	0.600	0.231	20854	0.450	0.184	16611	90909
1	0.300	0.348	31417	0.600	0.423	38188	0.450	0.388	35028	181009

⑤ 列柱侧移刚度  $D$  (N/mm) 计算表 表 4-9

层次	①轴柱			②轴柱			$\Sigma D_{ij}$
	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i1}$	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i2}$	
6~10	0.709	0.262	22925	0.846	0.297	25988	48913
5	0.720	0.265	23188	0.859	0.300	26250	49438
2~4	0.447	0.183	26235	0.532	0.210	30106	56341
1	0.447	0.387	55481	0.532	0.408	58491	113972

层次	⑤、⑧、⑨轴柱			⑪轴柱			$\Sigma D_{ij}$
	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i1}$	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i2}$	
6~10	1.146	0.364	31850	0.859	0.300	26250	121800
5	1.164	0.368	32200	0.873	0.304	26600	123200
2~4	0.721	0.265	37991	0.541	0.213	30536	144509
1	0.721	0.449	64369	0.541	0.410	58778	251885

⑥ 列柱侧移刚度  $D$  (N/mm) 计算表 表 4-10

层次	②、③轴柱			④轴柱			$\Sigma D_{ij}$
	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i1}$	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i2}$	
6~10	1.746	0.466	19663	1.592	0.443	18692	58018
5	1.773	0.470	19831	1.617	0.447	18861	58523
2~4	0.842	0.296	26722	0.768	0.277	25007	78451
1	0.842	0.472	42611	0.768	0.458	41347	126569

层次	⑤、⑥、⑦、⑧轴柱			⑨、⑩轴柱			$\Sigma D_{ij}$
	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i1}$	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i2}$	
6~10	1.131	0.361	15232	1.309	0.396	16709	94346
5	1.149	0.365	15401	1.330	0.399	16836	95276
2~4	0.545	0.214	19319	0.631	0.240	21667	120610
1	0.545	0.411	37104	0.631	0.430	38819	226054

⑦ 列柱侧移刚度  $D$  (N/mm) 计算表 表 4-11

层次	①、④、⑨、⑩轴柱			②、③轴柱			$\Sigma D_{ij}$
	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i1}$	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i2}$	
6~10	1.125	0.360	6223	1.500	0.429	7416	39724
5	1.143	0.364	6292	1.524	0.432	7468	40104
2~4	0.461	0.187	8141	0.614	0.235	10231	53026
1	0.461	0.390	16979	0.614	0.426	18547	105010

(3) 总框架的剪切刚度  $C_f$

总框架的剪切刚度按式 (4-4) 计算如下, 计算结果亦列入表 4-12。

$$C_f = \frac{C_{f1} h_1 + C_{f2} h_2 + \cdots + C_{fn} h_n}{h_1 + h_2 + \cdots + h_n} \\ = \frac{(36.16196 + 19.57846 \times 3 + 15.81271 + 15.64916 \times 5) \times 3.6 \times 10^8}{36.0} = 18.89559 \times 10^8 \text{ N}$$

总框架的剪切刚度  $C_f$

表 4-12

层次	框 架			壁 式 框 架		
	$h_i$	$D_i$	$D_i h_i$ (N)	$h_i$	$D_i$	$D_i h_i$ (N)
6~10	3600	434699	$15.64916 \times 10^8$	3600	260150	$9.36540 \times 10^8$
5	3600	439242	$15.81271 \times 10^8$	3600	262318	$9.44345 \times 10^8$
2~4	3600	543846	$19.57846 \times 10^8$	3600	289237	$10.41253 \times 10^8$
1	3600	1004499	$36.16196 \times 10^8$	3150	376338	$11.85465 \times 10^8$
$C_f$		$18.89559 \times 10^8$			$9.93627 \times 10^8$	

## 2. 剪力墙截面刚度计算

(1) 满足层间侧移角限值所需要的总剪力墙数量

由图 4-11 可得每楼层建筑面积约为  $953.64\text{m}^2$ , 单位面积上的重力荷载代表值近似取  $12\text{kN/m}^2$ , 则该建筑总重力荷载代表值为

$$G_E = 12 \times 953.64 \times 10 = 114436.800\text{kN}$$

设防烈度为 8 度, 设计地震分组为第一组, 场地类别为 II 类, 层间侧移角限值为  $1/800$  (见表 1-19), 据此查表 4-2 得  $\varphi = 0.126$ , 则由式 (4-1) 得

$$\beta = \varphi H^{0.45} \left( \frac{C_f}{G_E} \right)^{0.55} = 0.126 \times 36.0^{0.45} \left( \frac{1889559.0}{114436.800} \right)^{0.55} = 2.95457$$

已知  $\beta$  值后, 查表 4-3 得结构刚度特征值  $\lambda = 1.298$ , 按式 (4-2) 求得所需的总剪力墙刚度  $EI_w$ :

$$EI_w = \frac{H^2 C_f}{\lambda^2} = \frac{36000^2 \times 18.89559 \times 10^8}{1.298^2} = 1.4535034 \times 10^{18} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

这就是满足层间侧移角限值所要求的总剪力墙截面抗弯刚度, 可称之为刚度需求。

(2) 横向剪力墙截面刚度

根据图 4-13 所布置的横向剪力墙 W-1~W-6, 计算其截面抗弯刚度。现以剪力墙 W-1 和 W-3 为例说明剪力墙截面刚度计算方法, 其他剪力墙刚度的计算结果列于表 4-13。

W-1 墙为带翼缘的整截面墙, 其有效翼缘宽度可根据第 3.2.4 节的有关规定确定。本例中有有效翼缘宽度取 6 倍的翼缘厚度, 即  $1200\text{mm}$ , 如图 4-15 所示。

整截面墙的等效刚度按式 (3-6) 计算, 为此应先计算式中的  $A_w$ 、 $I_w$  和  $\mu$  值。

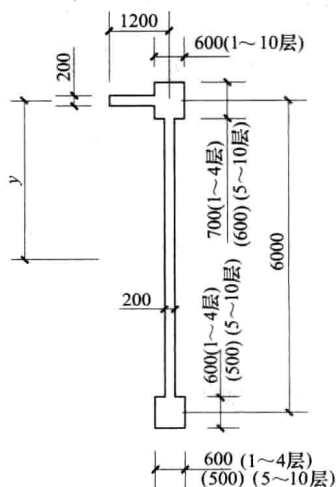


图 4-15 墙 W-1 考虑翼缘作用的横截面图

1~4 层:

$$A_w = 600 \times 700 + 600 \times 600 + 200 \times 5350 + 200 \times 900 = 2.03 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{200 \times 5350 \times \left( \frac{5350}{2} + 350 \right) + 600^2 \times 6000}{2.03 \times 10^6} = 2658 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_w &= \frac{1}{12} \times 600 \times 700^3 + 600 \times 700 \times 2658^2 + 200 \times 900 \times 2658^2 \\ &\quad + \frac{1}{12} \times 600^4 + 600^2 \times 3342^2 + \frac{1}{12} \times 200 \times 5350^3 + 200 \times 5350 \times 367^2 \\ &= 10.98405 \times 10^{12} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$b_f = 1200 + 100 = 1300 \text{ mm}; \quad h_w = 6000 + 300 + 350 = 6650 \text{ mm}; \quad b_f/t = \frac{1300}{200} = 6.5, \\ h_w/t = 6650/200 = 33.25, \text{ 由表 3-1 查得 } \mu = 1.330.$$

5~10 层:

$$A_w = 600 \times 600 + 500 \times 500 + 200 \times 5450 + 200 \times 900 = 1.88 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{200 \times 5450 \times (5450/2 + 300) + 500^2 \times 6000}{1.88 \times 10^6} = 2552 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_w &= \frac{1}{12} \times 600^4 + 600^2 \times 2552^2 + 200 \times 900 \times 2552^2 + \frac{1}{12} \times 500^4 + 500^2 \times 3448^2 \\ &\quad + \frac{1}{12} \times 200 \times 5450^3 + 200 \times 5450 \times 473^2 = 9.46689 \times 10^{12} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$b_f = 1300 \text{ mm}; \quad h_w = 6000 + 300 + 250 = 6550 \text{ mm}; \quad b_f/t = 6.5, \quad h_w/t = 6550/200 = 32.75, \\ \text{由表 3-1 查得 } \mu = 1.333.$$

按式 (3-6) 计算等效刚度时, 式中  $E_c$ 、 $A_w$ 、 $I_w$ 、 $\mu$  应沿房屋高度取加权平均值。由表 4-5 可知, 1~4 层混凝土强度等级为 C40 ( $E_c = 3.25 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ), 5~10 层为 C35 ( $E_c = 3.15 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ), 故得

$$E_c = \frac{(3.25 \times 4 + 3.15 \times 6) \times 10^4}{10} = 3.19 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$A_w = \frac{(2.03 \times 4 + 1.88 \times 6) \times 10^6}{10} = 1.94 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I_w = \frac{(10.98405 \times 4 + 9.46689 \times 6) \times 10^{12}}{10} = 10.07375 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$\mu = \frac{1.330 \times 4 + 1.333 \times 6}{10} = 1.332$$

将上列数据代入式 (3-6) 后得

$$E_c I_{eq} = \frac{3.19 \times 10^4 \times 10.07375 \times 10^{12}}{1 + \frac{9 \times 1.332 \times 10.07375 \times 10^{12}}{1.94 \times 10^6 \times (36000)^2}} = 3.06625 \times 10^{17} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

W-3 墙考虑翼缘作用的截面图如图 4-16 (a) 所示。根据 3.2 节的有关规定, 当两段墙错开距离  $a = 1.2\text{m} < 0.2 \times 8 = 1.6\text{m}$ , 并且不大于  $2.5\text{m}$  时, 整片墙可以作为整体平面剪力墙考虑, 如图 4-16 (b) 所示, 但所得等效刚度应乘以折减系数  $0.8$ , 内力应乘以增大系数  $1.2$ 。

对于图 4-16 (b) 所示剪力墙, 首先应按 3.3.2 节所述方法判别剪力墙类别。由于洞口将整片墙分为三支, 故应按式 (3-1) 计算剪力墙整体性系数  $\alpha$ 。

各墙肢截面面积  $A_j$ , 惯性矩  $I_j$  计算如下:

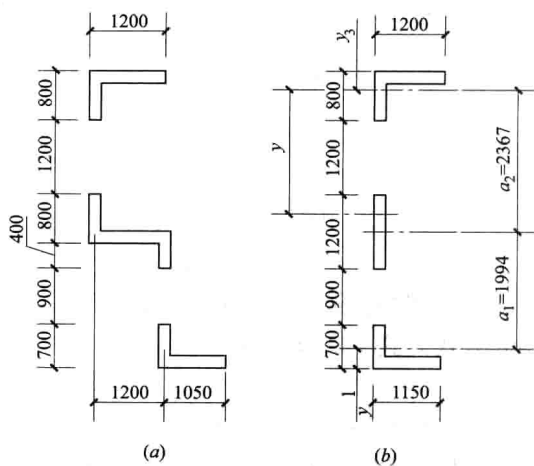


图 4-16 W-3 墙考虑翼缘作用的截面图

$$A_1 = 200 \times (1150 + 500) = 0.33 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = \frac{200 \times 1150 \times 100 + 200 \times 500 \times 450}{0.33 \times 10^6} = 206 \text{ mm}$$

$$I_1 = 200 \times 1150 \times 106^2 + \frac{1}{12} \times 200 \times 500^3 + 200 \times 500 \times 244^2 = 1.06212 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$A_2 = 200 \times 1200 = 0.24 \times 10^6 \text{ mm}^2, \quad I_2 = \frac{1}{12} \times 200 \times 1200^3 = 2.88 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$A_3 = 200 \times 1200 + 200 \times 600 = 0.36 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$y_3 = \frac{200 \times 1200 \times 100 + 200 \times 600 \times 500}{0.36 \times 10^6} = 233 \text{ mm}$$

$$I_3 = 200 \times 1200 \times 133^2 + \frac{1}{12} \times 200 \times 600^3 + 200 \times 600 \times 267^2 = 1.64 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\sum I_i = (1.06212 + 2.88 + 1.64) \times 10^{10} = 5.58212 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

剪力墙对组合截面形心的惯性矩  $I$  计算如下:

$$y = \frac{0.24 \times 10^6 \times 2367 + 0.33 \times 10^6 \times 4361}{(0.33 + 0.24 + 0.36) \times 10^6} = 2158 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I &= 5.58212 \times 10^{10} + 0.33 \times 10^6 \times (2367 - 2158 + 1994)^2 + 0.24 \times 10^6 \times (2367 - 2158)^2 \\ &\quad + 0.36 \times 10^6 \times 2158^2 \\ &= 3.34437 \times 10^{12} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$I_n = I - \sum I_i = 3.34437 \times 10^{12} - 5.58212 \times 10^{10} = 3.28855 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

洞口上连梁的折算惯性矩  $I_{bj}$  计算如下:

洞口高度除底层为  $2.55\text{m}$  外, 其余层均为  $2.4\text{m}$ , 故连梁截面高度为: 底层  $3.75 - 2.55 = 1.2\text{m}$ , 其余层  $3.6 - 2.4 = 1.2\text{m}$ 。由式 (3-5) 可得各列连梁的计算跨度  $l_{bj}$  分别为

$$l_{b1} = 0.9 + 1.2/2 = 1.5\text{m} \quad l_{b2} = 1.2 + 1.2/2 = 1.8\text{m}$$

各列连梁的截面面积和惯性矩为

$$A_{b1} = A_{b2} = 200 \times 1200 = 0.24 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I_{b10} = I_{b20} = \frac{1}{12} \times 200 \times 1200^3 = 2.88 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

由式 (3-4) 可得各列连梁的折算惯性矩  $I_{bj}$  分别为

$$I_{b1} = \frac{2.88 \times 10^{10}}{1 + \frac{30 \times 1.2 \times 2.88 \times 10^{10}}{0.24 \times 10^6 \times 1500^2}} = 0.98630 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{b2} = \frac{2.88 \times 10^{10}}{1 + \frac{30 \times 1.2 \times 2.88 \times 10^{10}}{0.24 \times 10^6 \times 1800^2}} = 1.23429 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

将上述数据及  $\tau = I_n/I = 3.28855/3.34437 = 0.98$ ,  $h = 3.6\text{m}$ ,  $a_1 = 1.994\text{m}$ ,  $a_2 = 2.367\text{m}$  代入式 (3-1), 得

$$\alpha = 36 \sqrt{\frac{12}{0.98 \times 3.6 \times 0.0558212} \left( \frac{0.009863 \times 1.994^2}{1.5^3} + \frac{0.0123429 \times 2.367^2}{1.8^3} \right)} = 43.1$$

$I_n/I = 0.98$ , 由表 3-2 查得  $\zeta = 0.861$ 。因  $\alpha > 10$ ,  $I_n/I > \zeta$ , 故该墙为壁式框架。壁式框架的刚度应计入总框架的剪切刚度之内, 具体计算见后。

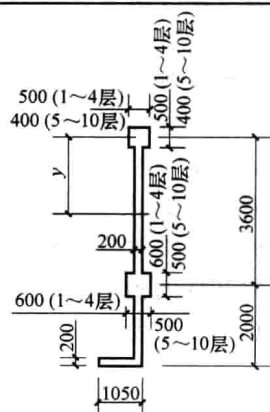
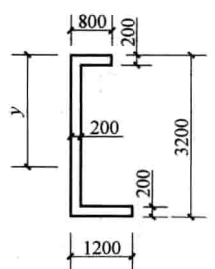
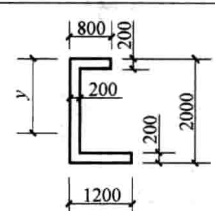
横向总剪力墙的等效刚度等于各片横向剪力墙等效刚度之和, 其值见表 4-13 中的最末一栏。可见, 全部横向剪力墙等效刚度略大于刚度需求, 满足要求。

横向剪力墙等效刚度计算表

表 4-13

墙 编号	层 次	$E_c$ ( $10^4 \text{ N/mm}^2$ )	$A_w$ ( $10^6 \text{ mm}^2$ )	$I_w$ ( $10^{12} \text{ mm}^4$ )	$\mu$	$E_c I_{eq}$ ( $10^{17} \text{ N} \cdot \text{mm}$ )	截面图	墙类别
W-1	1~4	3.25	2.03	10.98405	1.330	3.06625		整截面墙
	5~10	3.15	1.88	9.46689	1.333			
		3.19	1.94	10.07375	1.332			
W-2 (4片)	1~4	3.25	1.85	9.58810	1.391	2.66118		整截面墙
	5~10	3.15	1.70	8.15075	1.298			
		3.19	1.76	8.72569	1.335			

续表

墙 编号	层 次	$E_c$ ( $10^4 \text{ N/mm}^2$ )	$A_w$ ( $10^6 \text{ mm}^2$ )	$I_w$ ( $10^{12} \text{ mm}^4$ )	$\mu$	$E_c I_{eq}$ ( $10^{17} \text{ N} \cdot \text{mm}$ )	截 面 图	墙类别
W-4	1~4	3.25	1.73	5.92991	1.302	1.69892		整截面墙
	5~10	3.15	1.56	5.19341	1.303			
		3.19	1.63	5.48801	1.303			
W-5 (2片)	1~4	3.25	0.96	1.25087	1.500	0.39368		整截面墙
	5~10	3.15	0.96	1.25087	1.500			
		3.19	0.96	1.25087	1.500			
W-6 (2片)	1~4	3.25	0.72	0.38507	1.800	0.12202		整截面墙
	5~10	3.15	0.72	0.38507	1.800			
		3.19	0.72	0.38507	1.800			
$\Sigma$						$1.644129 \times 10^{18} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$		

## (3) 壁式框架侧移刚度

前面已判别出 W-3 墙为壁式框架。W-3 墙的立面示意图及壁梁和壁柱的刚域长度等尺寸见图 4-17。

带刚域框架梁、柱的刚域长度按式 (3-30) 计算如下：

左跨梁

$$l_{b1} = 494 - 0.25 \times 1200 = 194 \text{ mm}, \quad l_{b2} = 600 - 0.25 \times 1200 = 300 \text{ mm}$$

$$l_0 = 1994 - 194 - 300 = 1500 \text{ mm}$$

右跨梁

$$l_{b1} = 600 - 0.25 \times 1200 = 300 \text{ mm}, \quad l_{b2} = 567 - 0.25 \times 1200 = 267 \text{ mm}$$

$$l_0 = 2367 - 300 - 267 = 1800 \text{ mm}$$

左柱  $l_{c1} = l_{c2} = 600 - 0.25 \times 700 = 425 \text{ mm}$

底层  $l_0 = 3150 - 425 = 2725 \text{ mm}$ ；一般层  $l_0 = 3600 - 2 \times 425 = 2750 \text{ mm}$



中柱  $l_{c1}=l_{c2}=600-0.25\times1200=300\text{mm}$

底层  $l_0=3150-300=2850\text{mm}$ ; 一般层  $l_0=3600-2\times300=3000\text{mm}$

右柱  $l_{c1}=l_{c2}=600-0.25\times800=400\text{mm}$

底层  $l_0=3150-400=2750\text{mm}$ ; 一般层  $l_0=3600-2\times400=2800\text{mm}$

带刚域杆件的等效刚度按式 (3-33) 计算, 其中  $\eta_v=1/(1+\beta)$ ,  $\beta$  按式 (3-32) 计算。壁梁的等效线刚度计算结果见表 4-14, 壁柱的等效线刚度计算结果见表 4-15。在表 4-14 中, 计算  $\beta$  时  $\mu$  取 1.2; 在表 4-15 中, 计算  $\beta$  时, 因左、中、右柱分别为 T 形、矩形和 T 形截面, 按表 3-2 确定的左、中、右柱的  $\mu$  分别为 2.056、1.2 和 2.287。

壁梁和壁柱的等效刚度求出后, 壁式框架就可视为普通框架, 如图 4-18 所示, 图中注明了梁和柱的相对线刚度 (实际线刚度/ $10^{11}$ )。由图 4-18 可求得壁式框架柱的侧移刚度, 计算结果见表 4-16。

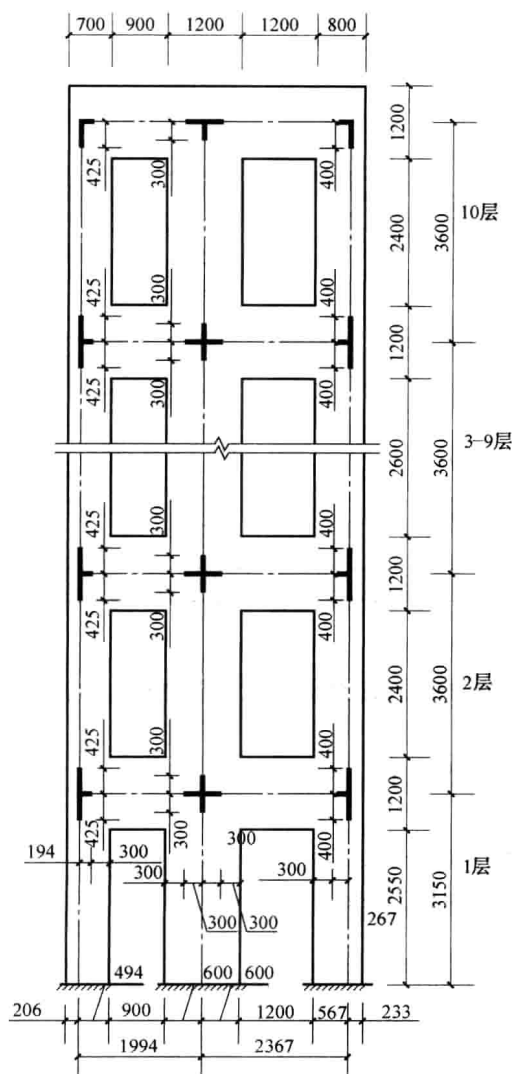


图 4-17 W-3 墙的立面尺寸及刚域长度

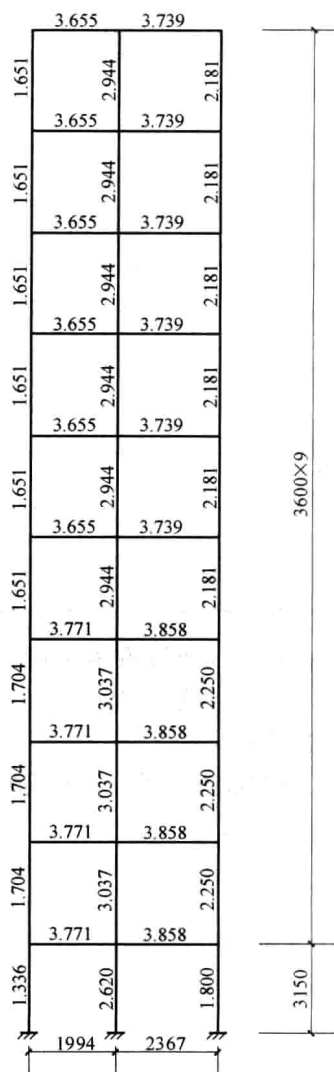


图 4-18 壁式框架的等效刚度

壁式框架梁等效线刚度计算表

表 4-14

类别	层次	$E_c$ ( $10^4 \text{ N/mm}^2$ )	$l_0$ (mm)	$l$ (mm)	$A$ ( $10^6 \text{ mm}^2$ )	$I_0$ ( $10^{10} \text{ mm}^4$ )	$\beta$	$\eta_v$	$EI/l$ ( $10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm}$ )
左跨梁	5~10	3.15	1500	1994	0.24	2.88	1.920	0.342	3.655
	1~4	3.25	1500	1994	0.24	2.88	1.920	0.342	3.771
右跨梁	5~10	3.15	1800	2367	0.24	2.88	1.333	0.429	3.739
	1~4	3.25	1800	2367	0.24	2.88	1.333	0.429	3.858

壁式框架柱等效线刚度计算表

表 4-15

类别	层次	$E_c$ ( $10^4 \text{ N/mm}^2$ )	$l_0$ (mm)	$l$ (mm)	$A$ ( $10^6 \text{ mm}^2$ )	$I_0$ ( $10^{10} \text{ mm}^4$ )	$\beta$	$\eta_v$	$EI/l$ ( $10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm}$ )
左柱	5~10	3.15	2750	3600	0.33	1.06212	0.263	0.792	1.651
	2~4	3.25	2750	3600	0.33	1.06212	0.263	0.792	1.704
	1	3.25	2725	3150	0.33	1.06212	0.267	0.789	1.336
中柱	5~10	3.15	3000	3600	0.24	2.88	0.48	0.676	2.944
	2~4	3.25	3000	3600	0.24	2.88	0.48	0.676	3.037
	1	3.25	2850	3150	0.24	2.88	0.532	0.653	2.620
右柱	5~10	3.15	2800	3600	0.36	1.64	0.399	0.715	2.181
	2~4	3.25	2800	3600	0.36	1.64	0.399	0.715	2.250
	1	3.25	2750	3150	0.36	1.64	0.413	0.708	1.800

壁式框架柱侧移刚度  $D$  (N/mm) 计算表

表 4-16

层次	左 柱			中 柱			右 柱			$\Sigma D_{ij}$
	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i1}$	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i2}$	$\bar{K}$	$\alpha_c$	$D_{i3}$	
6~10	2.214	0.525	80257	2.512	0.557	151834	1.714	0.461	93096	325187
5	2.249	0.529	80868	2.551	0.561	152924	1.742	0.466	94106	327898
2~4	2.213	0.525	82833	2.512	0.557	156630	1.715	0.596	122083	361546
1	2.823	0.689	111323	2.912	0.695	220215	2.143	0.638	138884	470422

#### (4) 总框架的剪切刚度 $C_f$

总框架的剪切刚度按式 (4-4) 计算, 计算结果见表 4-12。由于 W-3 墙为错轴墙, 故表 4-12 中壁式框架各层的  $D_i$  等于表 4-16 中各层的  $\Sigma D_{ij}$  乘以折减系数 0.8。

在框架-剪力墙结构协同工作计算中所用的总框架剪切刚度  $C_f$  按式 (4-4) 计算, 计算结果列于表 4-12 中的最末一栏。将框架和壁式框架合并成总框架, 其剪切刚度等于二者剪切刚度之和, 即

$$C_f = (18.89559 + 9.93627) \times 10^8 = 28.83186 \times 10^8 \text{ N}$$

#### 3. 连梁的约束刚度

为了简化计算, 计算连梁的约束刚度时, 可不考虑剪力墙翼缘的影响, 这样图 4-13 中③、④、⑥、⑦轴线的连梁可视为相同的连梁。另外, 本例中各连梁净跨长与截面高度之比均大于 4, 故可不考虑剪切变形的影响。下面以⑩轴线连梁为例 (图 4-19), 说明连梁刚度计算方法, 其他连梁刚度计算结果见表 4-17。

连梁的转动刚度按式 (4-5) 计算, 对于 1~4 层连梁, 其刚域长度为

$$al = 2917 + 700/2 - 0.25 \times 600 = 3117 \text{ mm}, \quad bl = 3040 - 0.25 \times 600 = 2890 \text{ mm}$$

$$l = 2917 + (6600 + 3600 - 2560) = 10557 \text{ mm}$$

$$a = 3117/10557 = 0.295, \quad b = 2890/10557 = 0.274$$

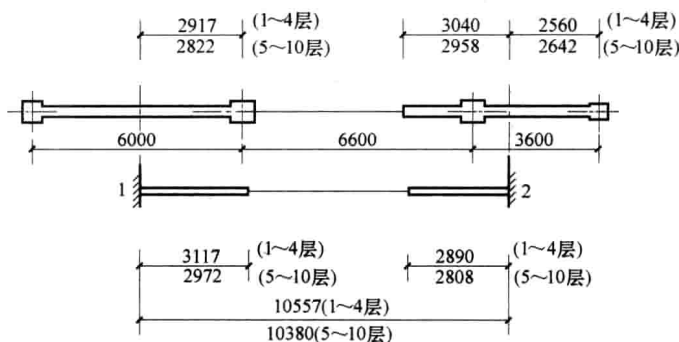


图 4-19 连梁计算图

将上列数据代入式 (4-5), 其中  $I_0$  由表 4-6 取值, 考虑到梁与楼板现浇为整体, 故将  $I_0$  乘以 2。

$$S_{12} = \frac{6 \times 3.25 \times 10^4 \times 5.4 \times 10^9 \times 2}{10557} \cdot \frac{(1+0.295-0.274)}{(1-0.295-0.274)^3} = 25.43969 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm/rad}$$

$$S_{21} = \frac{6 \times 3.25 \times 10^4 \times 5.4 \times 10^9 \times 2}{10557} \cdot \frac{(1-0.295+0.274)}{(1-0.295-0.274)^3} = 24.39320 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm/rad}$$

连梁的约束刚度按式 (4-7) 计算如下:

$$C_{12} = 25.43969 \times 10^{11} / 3600 = 7.06658 \times 10^8 \text{ N}$$

$$C_{21} = 24.39320 \times 10^{11} / 3600 = 6.77589 \times 10^8 \text{ N}$$

则

$$C_b = C_{12} + C_{21} = (7.06658 + 6.77589) \times 10^8 = 13.84247 \times 10^8 \text{ N}$$

同理, 对于 5~10 层连梁, 计算结果如下:

$$al = 2822 + 600/2 - 0.25 \times 600 = 2972 \text{ mm}, bl = 2958 - 0.25 \times 600 = 2808 \text{ mm}$$

$$l = 2822 + (6600 + 3600 - 2642) = 10380 \text{ mm}$$

$$a = 2972 / 10380 = 0.286, b = 2808 / 10380 = 0.271$$

$$S_{12} = \frac{6 \times 3.15 \times 10^4 \times 5.4 \times 10^9 \times 2}{10380} \cdot \frac{(1+0.286-0.271)}{(1-0.286-0.271)^3} = 22.95848 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm/rad}$$

$$S_{21} = \frac{6 \times 3.15 \times 10^4 \times 5.4 \times 10^9 \times 2}{10380} \cdot \frac{(1-0.286+0.271)}{(1-0.286-0.271)^3} = 22.27990 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm/rad}$$

$$C_{12} = 22.95848 \times 10^{11} / 3600 = 6.37736 \times 10^8 \text{ N}$$

$$C_{21} = 22.27990 \times 10^{11} / 3600 = 6.18886 \times 10^8 \text{ N}$$

$$C_b = (6.37736 + 6.18886) \times 10^8 = 12.56622 \times 10^8 \text{ N}$$

注意, 在表 4-17 计算中, 对一端带刚域的连接,  $C_{bi}$  取刚域端的  $S_{12}/h_i$  或  $S_{21}/h_i$ ; 对两端带刚域的连接,  $C_{bi}$  取  $(S_{12} + S_{21})/h_i$ 。

各层总连梁的约束刚度  $C_{bi}$  取各层所有连梁约束刚度之和, 其结果见表 4-17 的最末一栏。在框架-剪力墙结构协同工作分析中, 所用的总连梁约束刚度按式 (4-9) 确定, 即

$$C_b = \frac{(29.66226 \times 4 + 27.31852 \times 6) \times 10^8 \times 3600}{10 \times 3600} = 28.25602 \times 10^8 \text{ N}$$

连梁约束刚度  $C_b$  计算表

表 4-17

类别	层次	$h_i$ (mm)	$b \times h$ (mm $\times$ mm) (端柱)	$l$ (mm)	$a$	$b$	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$I_0$ (10 <sup>9</sup> mm <sup>4</sup> )	$S_{12}$ (10 <sup>11</sup> N $\cdot$ mm)	$S_{21}$ (10 <sup>11</sup> N $\cdot$ mm)	$C_b$ (10 <sup>8</sup> N)
③、④、⑥、⑦ 轴线连梁	5~10	3600	600 $\times$ 600	9422	0.315		$3.15 \times 10^4$	$5.4 \times 2$	8.86332	4.61702	2.46201
	1~4	3600	600 $\times$ 700	9577	0.328		$3.25 \times 10^4$	$5.4 \times 2$	9.68386	4.90027	2.68996
⑩轴线 连梁	5~10	3600	600 $\times$ 600	10380	0.286	0.271	$3.15 \times 10^4$	$5.4 \times 2$	22.95848	22.27990	12.56622
	1~4	3600	600 $\times$ 700	10557	0.295	0.274	$3.25 \times 10^4$	$5.4 \times 2$	25.43969	24.39320	13.84247
①轴线 A、B 跨连梁	5~10	3600		4700	0.309		$3.15 \times 10^4$	$5.4 \times 1.5$	12.92273	6.82171	3.58965
	1~4	3600		4700	0.309		$3.25 \times 10^4$	$5.4 \times 1.5$	13.33298	7.03827	3.70361
①轴线 B、C 跨连梁	5~10	3600		5900		0.144	$3.15 \times 10^4$	$5.4 \times 1.5$	3.54117	4.73260	1.31461
	1~4	3600		5900		0.144	$3.25 \times 10^4$	$5.4 \times 1.5$	3.65359	4.88284	1.35634
$\Sigma$	5~10								74.87566	52.30229	27.31852
	1~4								81.16170	55.91539	29.66226

4. 结构刚度特征值  $\lambda$ 

结构刚度特征值  $\lambda$  按式 (4-41) 计算。计算地震作用下框架-剪力墙结构的内力和位移时, 式中的  $\eta$  可取 0.55, 即

$$\lambda = 36000 \times \sqrt{\frac{(28.83186 + 0.55 \times 28.25602) \times 10^8}{16.44129 \times 10^{17}}} = 1.887$$

计算风荷载作用下框架-剪力墙结构的内力和位移时,  $\eta$  可取 1.0, 即

$$\lambda = 36000 \times \sqrt{\frac{(28.83186 + 28.25602) \times 10^8}{16.44129 \times 10^{17}}} = 2.138$$

## 4.4.4 重力荷载及水平荷载计算

## 1. 重力荷载

## (1) 屋面荷载

屋面恒载: 30mm 厚细石混凝土保护层  $20 \times 0.03 = 0.60 \text{ kN/m}^2$

三毡四油防水层  $0.40 \text{ kN/m}^2$

20mm 厚水泥砂浆找平层  $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ kN/m}^2$

150mm 厚水泥蛭石保温层  $6 \times 0.15 = 0.90 \text{ kN/m}^2$

150mm 厚钢筋混凝土板  $25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}^2$

V 形轻钢龙骨吊顶  $0.20 \text{ kN/m}^2$

6.25kN/m<sup>2</sup>

屋面雪载:  $0.25 \text{ kN/m}^2$

屋面活载 (上人屋面):  $2.0 \text{ kN/m}^2$

## (2) 楼面荷载

楼面恒载: 瓷砖地面 (包括水泥粗砂打底)  $0.55 \text{ kN/m}^2$

150mm 厚钢筋混凝土板  $25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}^2$

V 形轻钢龙骨吊顶  $0.2 \text{ kN/m}^2$

4.5kN/m<sup>2</sup>

楼面活载:

2.0kN/m<sup>2</sup>

(3) 梁、柱、墙及门、窗重力荷载

计算梁重力荷载时应从梁截面高度中减去板厚,本工程因设有吊顶,故梁表面没有粉刷层。横梁、纵梁(包括次梁)重力荷载计算结果见表 4-18 和表 4-19,表中  $h_n$ 、 $l_n$  分别表示梁截面净高度和净跨长,  $g$  表示单位长度梁重力荷载。

各层横梁重力荷载计算表 表 4-18

类别	层次	$b \times h_n$ (m×m)	$g$ (kN/m)	$l_n$ (m)	$n$ (根数)	$G_i$ (kN)	$\Sigma G_i$ (kN)
AB 跨	5~10	0.3×0.45	3.375	5.45	6	110.363	5~10 层 370.407
	1~4	0.3×0.45	3.375	5.35	6	108.338	
BC 跨	5~10	0.3×0.45	3.375	6.05	11	224.606	1~4 层 363.545
	1~4	0.3×0.45	3.375	5.95	11	220.894	
CD 跨	5~10	0.3×0.25	1.875	3.15	6	35.438	
	1~4	0.3×0.25	1.875	3.05	6	34.313	

注:钢筋混凝土重度取 25 kN/m<sup>3</sup>。

各层纵梁重力荷载计算表 表 4-19

类别	层次	$b \times h_n$ (m×m)	$g$ (kN/m)	$l_n$ (m)	$n$ (根数)	$G_i$ (kN)	$\Sigma G_i$ (kN)
①~② 轴梁	5~10	0.3×0.25	1.875	2.8	3	15.750	5~10 层 847.350
	1~4	0.3×0.25	1.875	2.7	3	15.188	
⑧~⑨ 轴梁	5~10	0.3×0.45	3.375	6.7	4	90.450	1~4 层 833.288
	1~4	0.3×0.45	3.375	6.6	4	89.100	
其余梁	5~10	0.3×0.45	3.375	6.1	36	741.150	
	1~4	0.3×0.45	3.375	6.0	36	729.000	

为了简化计算,计算柱重力荷载时近似取 1.1 倍柱自重以考虑柱面粉刷层的重力荷载。柱净高可取层高减去板厚。柱重力荷载计算结果见表 4-20。

各层柱重力荷载计算表 表 4-20

类别	层次	$b \times h_n$ (m×m)	$g$ (kN/m)	$l_n$ (m)	$n$ (根数)	$G_i$ (kN)	$\Sigma G_i$ (kN)
A~C 列柱	5~10	0.5×0.5	6.25	3.45	14	332.063	5~10 层 628.073
	2~4	0.6×0.6	9.00	3.45	14	478.170	
	1	0.6×0.6	9.00	3.60	14	498.960	
D~F 列柱	5~10	0.6×0.6	9.00	3.45	6	204.930	2~4 层 859.568
	2~4	0.6×0.7	10.50	3.45	6	239.085	
	1	0.6×0.7	10.50	3.60	6	249.480	
G~H 列柱	5~10	0.4×0.4	4.00	3.45	6	91.080	1 层 896.940
	2~4	0.5×0.5	6.25	3.45	6	142.313	
	1	0.5×0.5	6.25	3.60	6	148.500	

内、外围护墙均采用 240mm 厚的水泥空心砖(重度 9.6kN/m<sup>2</sup>)。内墙两侧采用石灰粗砂粉刷(0.34kN/m<sup>2</sup>);外墙面为贴瓷砖墙面(0.5kN/m<sup>2</sup>),外墙内表面为石灰粗砂粉

250

面。内、外墙及钢筋混凝土剪力墙单位面积上的重力荷载为：

内墙	石灰粗砂粉刷层	$0.34 \times 2 = 0.680 \text{ kN/m}^2$
	240mm 厚水泥空心砖	$9.6 \times 0.24 = 2.304 \text{ kN/m}^2$
		2.984 kN/m <sup>2</sup>
外墙	瓷砖墙面	0.5 kN/m <sup>2</sup>
	240mm 厚水泥空心砖	$9.6 \times 0.24 = 2.304 \text{ kN/m}^2$
	石灰粗砂粉刷层	0.34 kN/m <sup>2</sup>
		3.144 kN/m <sup>2</sup>
钢筋混凝土剪力墙	粉刷层	$0.34 \times 2 = 0.68 \text{ kN/m}^2$
	200mm 厚钢筋混凝土墙	$25 \times 0.2 = 5.00 \text{ kN/m}^2$
		5.68 kN/m <sup>2</sup>

采用铝合金玻璃窗，房间门用木门，底层入口处门用铝合金玻璃门。其单位面积重力荷载为：

铝合金玻璃门、窗 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
木门 0.2 kN/m<sup>2</sup>

(4) 重力荷载代表值

结构抗震分析时所采用的计算简图如图 4-20 所示。集中于各质点的重力荷载代表值  $G_i$  为计算单元范围内各层楼面上的重力荷载代表值及上、下各半层的墙、柱等重力荷载。计算  $G_i$  时，各可变荷载的组合值系数按表 1-13 采用；屋面上的可变荷载取雪荷载。

按上述方法所计算的各质点的重力荷载代表值  $G_i$  见表 4-21，计算过程从略。

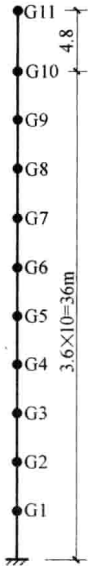


图 4-20 动力计算简图

各质点的重力荷载代表值 $G_i$					表 4-21
质点	1	2~8	9	10	11
$G_i$ (kN)	11854.736	12177.236	12089.163	11202.845	614.950

2. 横向风荷载

垂直于建筑物表面上的风荷载标准值按式 (1-3) 计算。其中基本风压  $w_0 = 0.4 \text{ kN/m}^2$ ；对本工程，风载体型系数  $\mu_s$  可按图 4-21 的规定采用。

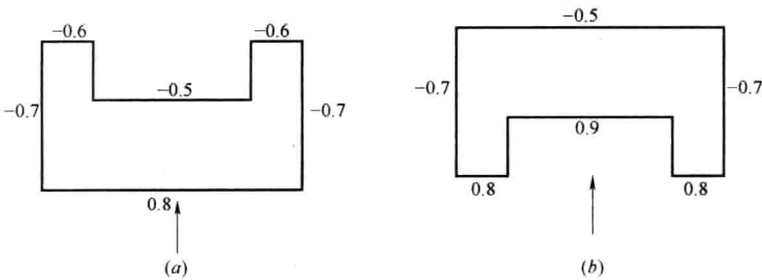


图 4-21 风载体型系数

因房屋计算高度  $H = 36.0 \text{ m} > 30 \text{ m}$ ，且  $H/B = 36.0/14.4 = 2.5 > 1.5$ （其中  $B = 6.0 + 6.6 + 3.6/2 = 14.4 \text{ m}$ ），因此应考虑风压脉动的影响。按式 (1-10) 确定房屋的横向基本周

期  $T_1$  如下:

$$T_1 = 0.25 + 0.53 \times 10^{-3} \times 36.0^2 / \sqrt[3]{14.4} = 0.53 \text{ s}$$

风振系数由式 (1-4) 计算, 其中,  $g = 2.5$ ,  $I_{10} = 0.14$ ,  $f_1 = 1/T_1 = 1/0.53 = 1.887 \text{ Hz}$ 。由式 (1-6) 和式 (1-5) 分别计算  $x_1$ 、 $R$ , 其中  $k_w = 1.0$ ,  $\zeta_1 = 0.05$ , 则

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}} = \frac{30 \times 1.887}{\sqrt{1.0 \times 0.4}} = 89.51 > 5$$

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} = \sqrt{\frac{3.1416}{6 \times 0.05} \times \frac{(89.51)^2}{(1+89.51^2)^{4/3}}} = 0.723$$

竖直方向的相关系数  $\rho_z$  和水平方向的相关系数  $\rho_x$  分别按式 (1-8)、式 (1-9) 计算如下:

$$\rho_z = \frac{10 \sqrt{H+60e^{-H/60}-60}}{H} = \frac{10 \sqrt{36.0+60e^{-36.0/60}-60}}{36.0} = 0.830$$

$$B = 63.9 \text{ m} < 2H = 2 \times 36.0 = 72.0 \text{ m}$$

$$\rho_x = \frac{10 \sqrt{B+50e^{-B/50}-50}}{B} = \frac{10 \sqrt{63.9+50e^{-63.9/50}-50}}{63.9} = 0.826$$

由表 1-12 得  $k = 0.670$ ,  $a_1 = 0.187$ , 代入式 (1-7) 得脉动风荷载的背景分量因子  $B_z$ :

$$B_z = kH^{a_1} \rho_x \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)} = 0.670 \times 36.0^{0.187} \times 0.826 \times 0.830 \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)} = 0.898 \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)}$$

将上述数据代入式 (1-4) 得

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z \sqrt{1+R^2} = 1 + 2 \times 2.5 \times 0.14 \times 0.898 \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)} \sqrt{1+0.723^2} = 1 + 0.776 \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)}$$

现设定图 4-21 (a) 所示风向为左风向, 图 4-21 (b) 所示风向为右风向, 则在左风作用下, 沿房屋高度的分布风荷载标准值为

$$q_1(z) = (\beta_z \mu_s \mu_z w_0) B = (0.4 \times 0.8 \times \mu_z \beta_z) \times 63.9 = 20.448 \mu_z \beta_z$$

$$q_2(z) = (\beta_z \mu_s \mu_z w_0) B = 0.4 \times (30.3 \times 0.6 + 33.6 \times 0.5) \mu_z \beta_z = 13.992 \mu_z \beta_z$$

则总风荷载为

$$q_{\text{左}}(z) = q_1(z) + q_2(z) = 34.440 \mu_z \beta_z$$

同理, 在右风作用下沿房屋高度的分布风荷载标准值为

$$q_1(z) = 0.4 \times (30.3 \times 0.8 + 33.6 \times 0.9) \mu_z \beta_z = 21.792 \mu_z \beta_z$$

$$q_2(z) = (0.4 \times 0.5 \mu_z \beta_z) \times 63.9 = 12.780 \mu_z \beta_z$$

$$q_{\text{右}}(z) = 34.572 \mu_z \beta_z$$

由上述可见, 两方向的总风荷载比较接近。为简化计算, 假定两方向的风荷载相同, 即取

$$q(z) = 34.572 \mu_z \beta_z$$

$\mu_z$  根据地面粗糙度  $B$  由表 1-10 确定; 振型系数  $\phi_1(z)$  按表 1-11 确定。按上述方法确定的各楼层标高处的风荷载标准值  $q(z)$  见表 4-22。计算屋面突出部分 (第 11 层) 的风荷载时,  $\mu_s$  取 1.3, 迎风面宽度为 20.4m, 风振系数近似取 1.529。风荷载沿房屋高度的分布见图 4-22 (a)。

横向风荷载计算表

表 4-22

层次	$H_i$ (m)	$\phi_1(z)$	$\mu_z$	$\beta_z$	$q(z)$ (kN/m)	$F_i$ (kN)	$F_i H_i$ (kN·m)
11	40.8		1.528	1.529	80.771		
10	36.0	1.00	1.468	1.529	77.599	524.149	11708.050
9	32.4	0.86	1.421	1.470	72.216	260.233	8431.536
8	28.8	0.74	1.371	1.419	67.258	242.770	6991.782
7	25.2	0.67	1.313	1.396	63.369	212.470	5354.244
6	21.6	0.45	1.256	1.278	55.494	202.013	4363.481
5	18.0	0.38	1.190	1.248	51.344	183.974	3311.539
4	14.4	0.27	1.114	1.188	45.754	164.527	2319.825
3	10.8	0.17	1.021	1.129	39.851	145.124	1567.337
2	7.2	0.08	1.000	1.062	36.715	133.102	958.332
1	3.6	0.02	1.000	1.016	35.125	126.804	456.494
						2196.166	52623.934

在框架-剪力墙结构协同工作分析中,应将沿房屋高度的分布风荷载(图 4-22a)折算为倒三角形分布荷载(图 4-22c)和均布荷载(图 4-22d)。为此,应先将图 4-22 (a) 所示的分布荷载  $q(z)$  按静力等效原理折算为图 4-22 (b) 所示的节点集中力  $F_i$ 。现以  $F_5$  为例,说明计算方法,其余集中力计算结果见表 4-22。

$$F_5 = \frac{(51.754 + 51.344) \times 3.6}{2} + \frac{(51.344 - 45.754) \times 3.6}{3} + \frac{(55.494 - 51.344) \times 3.6}{6}$$

$$= 183.974 \text{ kN}$$

图 4-22 中的  $q_{\max}$  和  $q$  按式 (3-76) 确定,其中  $V_0 = \sum F_i = 2196.166 \text{ kN}$ ;  $M_0 = \sum F_i H_i = 52623.934 \text{ kN} \cdot \text{m}$  ( $V_0$ 、 $M_0$  计算过程见表 4-22),  $H = 36.0 \text{ m}$ 。将这些数据代入式 (3-76),得

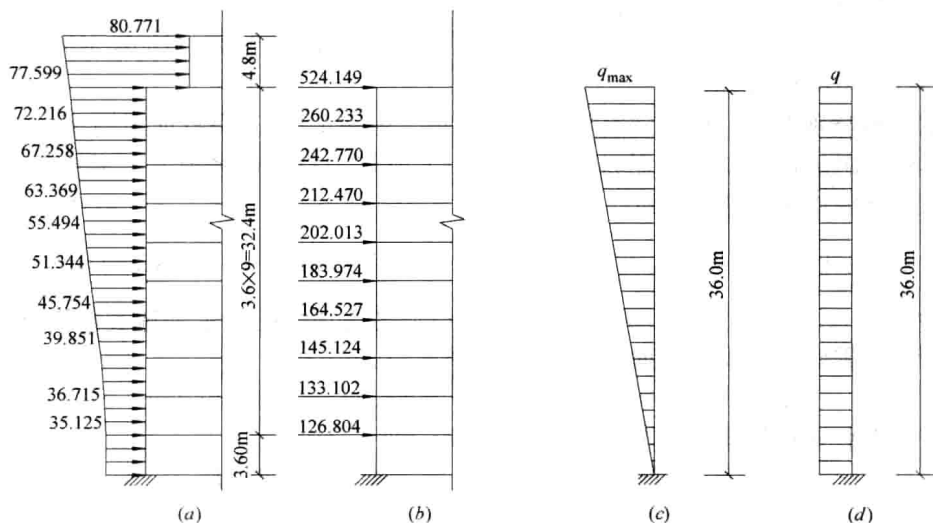


图 4-22 风荷载的折算



$$q_{\max} = \frac{12 \times 52623.934}{36^2} - \frac{6 \times 2196.166}{36} = 121.231 \text{ kN/m}$$

$$q = \frac{4 \times 2196.166}{36} - \frac{6 \times 52623.934}{36^2} = 0.389 \text{ kN/m}$$

由上述计算结果可知, 均布荷载很小, 故可仅按基底弯矩等效计算倒三角形分布荷载峰值:

$$q_{\max} = \frac{3M_0}{H^2} = \frac{3 \times 52623.934}{36^2} = 121.815 \text{ kN/m}$$

### 3. 横向水平地震作用

#### (1) 结构基本自振周期 $T_1$

结构动力计算简图如图 4-20 所示, 基本自振周期可按式 (2-4) 计算。因屋面带有突出间 ( $G_{11}$ ), 故应按式 (2-5) 将  $G_{11}$  折算到主体结构的顶层处, 即

$$G_e = 614.95 \times \left(1 + \frac{3}{2} \times \frac{4.8}{36}\right) = 737.94 \text{ kN}$$

结构顶点假想侧移  $u_T$  应按式 (4-42) 计算, 其中  $q$  为

$$q = \frac{\sum G_i}{H} = \frac{11854.736 + 12177.236 \times 7 + 12089.163 + 11202.845}{36} = 3344.094 \text{ kN/m}$$

将  $q$ 、 $G_e$  以及  $\lambda = 1.887$  和  $E_c I_{eq} = 16.44129 \times 10^{17} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$  分别代入式 (4-42) 和式 (4-43), 得

$$u_q = 0.18372 \text{ m}, u_{G_e} = 0.00290 \text{ m}$$

则

$$u_T = 0.18372 + 0.00290 = 0.18662 \text{ m}$$

取  $\psi_T = 0.8$ , 由式 (2-4) 得

$$T_1 = 1.7 \times 0.8 \times \sqrt{0.18662} = 0.59 \text{ s}$$

#### (2) 水平地震作用

该房屋主体结构高度不超过 40m, 且质量和刚度沿高度分布比较均匀, 故可用底部剪力法计算水平地震作用。结构等效总重力荷载  $G_{eq}$  为

$$G_{eq} = 0.85 G_E = 0.85 \times (11854.736 + 12177.236 \times 7 + 12089.163 + 11202.845 + 614.95) = 102851.994 \text{ kN}$$

根据场地类别 II 类, 设计地震分组为第一组, 由表 1.14 查得特征周期  $T_g = 0.35 \text{ s}$ 。因一般建筑的阻尼比取 0.05, 故应按式 (1-16a) 确定地震影响系数  $\alpha_1$ , 并按式 (1-21) 计算总水平地震作用标准值, 即

$$F_{EK} = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9} \alpha_{\max} G_{eq} = \left(\frac{0.35}{0.59}\right)^{0.9} \times 0.16 \times 102851.994 = 10285.541 \text{ kN}$$

因为  $T_1 = 0.59 \text{ s} > 1.4 \times 0.35 = 0.49 \text{ s}$ , 所以应考虑顶部附加水平地震作用  $\Delta F_n$ , 其中顶部附加地震作用系数  $\delta_n$  根据  $T_g$  由表 1-16 确定。 $\Delta F_n$  为

$$\Delta F_n = (0.08 \times 0.59 + 0.07) \times 10285.541 = 1205.462 \text{ kN}$$

质点  $i$  的水平地震作用  $F_i$  按式 (1-22) 计算, 即

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{EK} (1 - \delta_n) = 9080.079 \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j}$$

$F_i$ 和 $F_iH_i$ 的具体计算过程见表 4-23。

框架-剪力墙结构协同工作分析时,可按图 3-17 所示方法将各质点的水平地震作用折算为倒三角形分布荷载和顶点集中荷载。其中  $q_{\max}$ 和  $F$ 可按式 (3-81) 计算,式中

$$M_1 = 90.801 \times 4.8 = 435.845 \text{ kN} \cdot \text{m}; V_0 = \sum_{i=1}^{10} F_i = 10194.740 \text{ kN}$$

$$M_0 = \sum_{i=1}^{10} F_i H_i = 268291.060 \text{ kN} \cdot \text{m}; F_e = 90.801 \text{ kN}$$

本例在计算时已将  $\Delta F_{10}$  合并到  $F_{10}$  中,故在式 (3-81) 中  $\Delta F_n = 0$ 。将上述数据代入式 (3-81) 得

$$q_{\max} = 6 \times (10194.74 \times 36 - 268291.060 - 435.845) / 36^2 = 455.017 \text{ kN/m}$$

$$F = 3 \times (268291.060 + 435.845) / 36 + 90.801 - 2 \times 10194.740 = 2095.230 \text{ kN}$$

横向水平地震作用计算表

表 4-23

层次	$H_i$ (m)	$G_i$ (kN)	$G_i H_i$ (kN · m)	$\frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j}$	$F_i$ (kN)	$F_i H_i$ (kN · m)	$V_{Eki}$ (kN)	$\frac{V_{Eki}}{\sum_{j=i}^n G_j}$
11	40.8	614.950	25089.960	0.010	90.801			
10	36.0	11202.845	403302.420	0.168	2730.918	98313.048	2821.719	0.239
9	32.4	12089.163	391688.881	0.163	1480.052	47952.685	4301.771	0.180
8	28.8	12177.236	350704.397	0.146	1325.691	38179.901	5627.462	0.156
7	25.2	12177.236	306866.347	0.128	1162.250	29288.700	6789.712	0.141
6	21.6	12177.236	263028.298	0.110	998.808	21574.253	7788.520	0.129
5	18.0	12177.236	219190.248	0.092	835.367	15036.606	8623.887	0.119
4	14.4	12177.236	175352.198	0.073	662.846	9544.982	9286.733	0.110
3	10.8	12177.236	131514.149	0.055	499.404	5393.563	9786.137	0.101
2	7.2	12177.236	87676.099	0.037	335.963	2418.934	10122.100	0.093
1	3.6	11854.436	42677.050	0.018	163.441	588.388	10285.541	0.085
$\Sigma$		121002.346	2397090.047		10285.541	268291.060		

#### 4. 楼层地震剪力计算及剪重比验算

按式 (1-23) 计算楼层地震剪力,并按式 (1-24) 验算剪重比,结果见表 4-23。查表 1-17,剪重比限值为 0.032,可见各楼层的剪重比均大于 0.032,满足要求。

#### 4.4.5 水平荷载作用下框架-剪力墙结构内力与位移计算

##### 1. 层间侧移、刚重比和楼层侧向刚度比验算

##### (1) 侧移计算及层间侧移验算

由于本例中风荷载值远小于水平地震作用,故只需进行水平地震作用下的弹性位移验算。计算水平地震作用下的侧移时,应取倒三角形分布荷载与顶点集中荷载产生的侧移之和,相应的侧移应分别按式 (4-20) 和式 (4-25) 计算,计算结果见表 4-24。计算侧移时,水平地震作用取标准值,框架和剪力墙均取弹性刚度。

表 4-24 中,  $u_{1i}$ 、 $u_{2i}$  分别表示倒三角形荷载和顶点集中荷载作用下各层的侧移,  $u_i = u_{1i} + u_{2i}$ ;  $\Delta u_i = u_i - u_{i-1}$ 。由上表可见,各层层间位移角均小于 1/800,满足式 (1-36) 的要求。

横向水平地震作用下结构侧移计算表

表 4-24

层次	$H_i$ (m)	$\xi$	$h_i$ (m)	$u_{1i}$ (mm)	$u_{2i}$ (mm)	$u_i$ (mm)	$\Delta u_i/h_i$	$V_{Eki}$ (kN)	$\gamma_2$
10	36.0	1.00	3.6	18.17	8.25	26.42	1/1098	2821.719	—
9	32.4	0.90	3.6	16.07	7.07	23.14	1/1088	4301.771	1.51
8	28.8	0.80	3.6	13.91	5.92	19.83	1/1081	5627.462	1.30
7	25.2	0.70	3.6	11.70	4.80	16.50	1/1084	6789.712	1.21
6	21.6	0.60	3.6	9.44	3.74	13.18	1/1115	7788.520	1.18
5	18.0	0.50	3.6	7.20	2.75	9.95	1/1192	8623.887	1.18
4	14.4	0.40	3.6	5.06	1.87	6.93	1/1338	9286.733	1.21
3	10.8	0.30	3.6	3.12	1.12	4.24	1/1636	9786.137	1.45
2	7.2	0.20	3.6	1.51	0.53	2.04	1/2432	10122.100	1.54
1	3.6	0.10	3.6	0.42	0.14	0.56	1/6429	10285.541	2.69

## (2) 刚重比验算

对框架-剪力墙结构, 如果满足式 (1-25), 可不考虑重力二阶效应的影响。式 (1-25) 中的  $EJ_d$  为结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度, 可按倒三角形分布水平荷载作用下结构顶点位移相等的原则, 将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度。为此, 令式 (4-20) 中的  $\xi=1.0$ , 将其改写为下式:

$$EJ_d = \frac{q_{\max} H^4}{u_{10}} \cdot \frac{1}{\lambda^2} \left[ \left( \frac{1}{\lambda^2} + \frac{\text{sh}\lambda}{2\lambda} - \frac{\text{sh}\lambda}{\lambda^3} \right) \left( \frac{\text{ch}\lambda - 1}{\text{ch}\lambda} \right) + \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{\lambda^2} \right) \left( 1 - \frac{\text{sh}\lambda}{\lambda} \right) - \frac{1}{6} \right]$$

将  $q_{\max}=455.017\text{kN/m}$ ,  $H=36\text{m}$ ,  $\lambda=1.887$ , 以及表 4-24 中的  $u_{10}=18.17\text{mm}$  代入上式, 可得  $EJ_d=1.64436 \times 10^9 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ , 则由式 (1-24) 得

$$\frac{EJ_d}{H^2 \sum_{i=1}^n G_i} = \frac{1.64436 \times 10^9}{36.0^2 \times 121002.346} = 10.5 > 2.7$$

即本例不需要考虑重力二阶效应的影响。

## (3) 楼层侧向刚度比验算

对框架-剪力墙结构, 楼层与其上部相邻楼层侧向刚度比  $\gamma_2$  不宜小于 0.9, 楼层层高大于相邻上部楼层层高 1.5 倍时, 不应小于 1.1, 底部嵌固楼层不应小于 1.5。侧向刚度比  $\gamma_2$  按式 (1-1) 计算, 其中各楼层地震剪力取自表 4-23 的第 8 列, 层间侧移比取自表 4-24 的第 8 列, 验算结果见表 4-24 的最后一列, 可见满足要求。

## 2. 总框架、总剪力墙和总连梁内力计算

### (1) 横向风荷载作用下

计算风荷载作用下框架-剪力墙结构内力时, 结构刚度特征值应取  $\lambda=2.138$ 。由前述计算可知, 本例仅需计算倒三角形分布荷载 (荷载峰值  $q_{\max}=121.815\text{kN/m}$ ) 作用下的内力。

总框架的剪力和总连梁的约束弯矩按式 (4-40) 计算, 其中总框架的名义剪力  $V'_i$  应按式 (4-24) 计算; 总剪力墙弯矩按式 (4-22) 计算; 总剪力墙剪力按式 (4-23) 计算式

(4-39) 第四式中的  $\left(-\frac{E_c I_{eq}}{H^3} \cdot \frac{d^3 y}{d\xi^3}\right)$ , 并与总连梁的约束弯矩  $m$  相加。计算结果见表 4-25。

横向风荷载（倒三角形分布荷载）作用下内力计算表 表 4-25

层次	$H_i$ (m)	$M_{wi}$ (kN·m)	$-V'_{wi}$ (kN)	$V'_{fi}$ (kN)	$V_{fi}$ (kN)	$m_i$ (kN)	$V_{wi}$ (kN)
10	36.0	0	-748.733	748.733	378.143	370.590	-378.143
9	32.4	1950.022	-346.039	762.646	385.169	377.477	31.438
8	28.8	2563.249	-3.243	792.604	400.300	392.305	389.062
7	25.2	2026.294	295.383	822.878	415.589	407.289	702.672
6	21.6	472.994	563.543	839.766	424.118	415.648	979.190
5	18.0	-2009.451	813.539	830.963	419.673	411.291	1224.830
4	14.4	-5376.471	1056.844	784.999	396.458	388.540	1445.384
3	10.8	-9624.087	1304.622	690.708	348.838	341.871	1646.492
2	7.2	-14788.727	1568.241	536.723	271.068	265.654	1833.895
1	3.6	-20948.894	1859.797	310.946	157.041	153.905	2013.702
	0	-28228.772	2192.670	0	0	0	2192.670

(2) 横向水平地震作用下

计算水平地震作用下框架-剪力墙结构内力时，结构刚度特征值取  $\lambda=1.887$ 。应分别计算倒三角形分布荷载（峰值  $q_{\max}=455.017\text{kN/m}$ ）和顶点集中荷载（ $F=2095.230\text{kN}$ ）作用下的内力。

总框架的剪力和总连梁的约束弯矩按式（4-40）计算，其中总框架的名义剪力  $V'_f$  应按式（4-24）和式（4-29）计算；总剪力墙弯矩按式（4-22）和式（4-27）计算；总剪力墙剪力按式（4-23）和式（4-28）计算式（4-39）第四式中的  $\left(-\frac{E_c I_{eq}}{H^3} \cdot \frac{d^3 y}{d\xi^3}\right)$ ，并与总连梁的约束弯矩  $m$  相加，计算结果见表 4-26。两种荷载共同作用下框架-剪力墙结构的内力见表 4-27。

横向水平地震作用（倒三角形分布荷载和顶点集中荷载）下内力计算表 表 4-26

层次	$H_i$ (m)	倒三角形分布荷载作用						顶点集中荷载作用					
		$M_{wi}$ (kN·m)	$V'_{wi}$ (kN)	$V'_{fi}$ (kN)	$V_{fi}$ (kN)	$m_i$ (kN)	$V_{wi}$ (kN)	$M_{wi}$ (kN·m)	$V'_{wi}$ (kN)	$V'_{fi}$ (kN)	$V_{fi}$ (kN)	$m_i$ (kN)	$V_{wi}$ (kN)
10	36.0	0	-2627.256	2627.256	1715.594	911.282	-1715.974	0	620.711	1474.519	963.072	511.447	1132.158
9	32.4	6655.542	-1108.517	2664.675	1740.414	924.261	-184.256	-2247.845	631.795	1463.435	955.833	507.602	1139.397
8	28.8	8225.689	206.340	2742.170	1791.030	951.070	1157.410	-4575.966	665.442	1429.788	933.856	495.932	1161.374
7	25.2	5357.973	1364.275	2812.782	1837.149	975.633	2339.908	-7067.513	722.855	1372.375	896.357	476.018	1198.873
6	21.6	-1458.565	2406.638	2835.157	1851.764	983.393	3390.031	-9811.463	806.083	1289.147	841.998	447.149	1253.232
5	18.0	-11875.922	3370.659	2772.077	1810.563	961.514	4332.173	-12905.816	918.100	1177.130	768.834	408.296	1326.396
4	14.4	-25674.674	4290.765	2589.092	1691.048	898.044	5188.809	-16461.081	1062.905	1032.325	674.256	358.069	1420.974

续表

层次	$H_i$ (m)	倒三角形分布荷载作用						顶点集中荷载作用					
		$M_{wi}$ (kN·m)	$V'_{wi}$ (kN)	$V'_{li}$ (kN)	$V_{li}$ (kN)	$m_i$ (kN)	$V_{wi}$ (kN)	$M_{wi}$ (kN·m)	$V'_{wi}$ (kN)	$V'_{li}$ (kN)	$V_{li}$ (kN)	$m_i$ (kN)	$V_{wi}$ (kN)
3	10.8	-42756.178	5199.816	2253.362	1471.768	781.594	5981.410	-20604.227	1245.670	849.560	554.884	294.676	1540.346
2	7.2	-63139.016	6130.278	1732.416	1131.516	600.900	6731.178	-25483.223	1472.922	622.308	406.456	215.852	1688.774
1	3.6	-86959.675	7115.381	993.022	648.586	344.436	7459.817	-31272.312	1752.777	342.453	223.671	118.782	1871.559
	0	-114477.419	8190.306	0	0	0	8190.306	-38178.245	2095.230	0	0	0	2095.230

注： $V'_w$ 、 $V'_l$ 分别表示总剪力墙和总框架的名义剪力，分别按式（4-21）、式（4-22）、式（4-26）和式（4-27）计算。

横向水平地震作用下总框架、总剪力墙和总连梁内力 表 4-27

层次	$H_i$ (m)	$M_{wi}$ (kN·m)	$V'_{wi}$ (kN)	$m_i$ (kN)	$V_{wi}$ (kN)	$V_{li}$ (kN)
10	36.0	0	-2006.545	1422.729	-583.636	2678.666
9	32.4	4407.698	-476.722	1431.863	955.141	2696.247
8	28.8	3649.723	871.783	1447.002	2318.785	2724.886
7	25.2	-1709.540	2087.129	1451.651	3538.780	2733.506
6	21.6	-11270.028	3212.721	1430.542	4643.263	2693.762
5	18.0	-24781.738	4288.759	1369.810	5658.569	2579.397
4	14.4	-42135.757	5353.670	1256.113	6609.783	2365.304
3	10.8	-63360.405	6645.486	1076.270	7721.756	2026.652
2	7.2	-88622.239	7603.200	816.752	8419.952	1537.972
1	3.6	-118231.987	8868.158	463.218	9331.376	872.257
	0	-152655.664	10285.536	0	10285.536	0

在横向水平地震作用下，总剪力墙的弯矩、剪力，总框架的剪力以及总连梁的约束弯矩沿房屋高度的分布规律如图 4-23 所示。

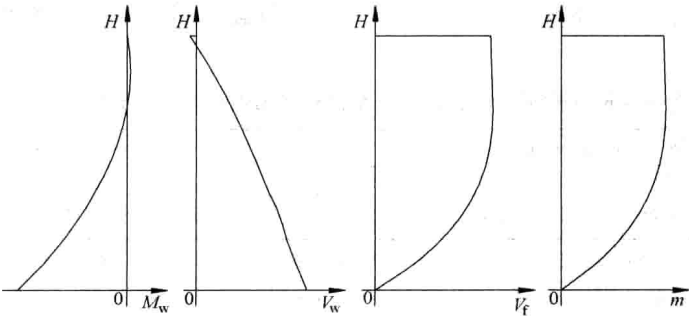


图 4-23 总剪力墙、总框架及总连梁内力图

3. 横向风荷载作用下构件内力计算

(1) 框架梁、柱内力

以图 4-13 中⑤轴线横向框架梁、柱内力计算为例，说明梁、柱内力计算方法，其余框架梁、柱内力计算从略。

梁端弯矩按式 (2-15) 计算, 然后由梁自身的平衡条件 (即式 2-16) 确定梁端剪力, 再由节点两侧梁端剪力计算柱轴力 (式 2-17), 计算过程见表 4-29。

本例仅计算⑥轴线剪力墙和相应连梁的内力,其余计算从略。下面以第10层连梁内力计算为例,说明连梁内力计算过程,其他各层连梁内力计算结果见表4-30。

表 4-28

风荷载作用下⑤轴线横向框架柱端弯矩计算表

层 次	$h_i$ (m)	$V_{ii}$ (kN)	$\Sigma D_{ij}$ (kN/m)	④轴柱				⑤轴柱				⑥轴柱									
				$D_{i1}$ (kN/ m)	$V_{i1}$ (kN)	$\bar{K}$	$y$	$M_{i1}^a$ (kN· m)	$M_{i1}^b$ (kN· m)	$D_{i2}$ (kN/ m)	$V_{i2}$ (kN)	$\bar{K}$	$y$	$M_{i2}^a$ (kN· m)	$M_{i2}^b$ (kN· m)	$D_{i3}$ (kN/ m)	$V_{i3}$ (kN)	$\bar{K}$	$y$	$M_{i3}^a$ (kN· m)	$M_{i3}^b$ (kN· m)
10	3.6	378.143	694849	16160	8.794	1.244	0.41	12.981	18.679	31850	17.333	1.146	0.41	25.584	36.815	15232	8.289	1.131	0.41	12.235	17.607
9	3.6	385.169	694849	16160	8.958	1.244	0.45	14.512	17.736	31850	17.655	1.146	0.45	28.601	34.957	15232	8.443	1.131	0.45	13.678	16.718
8	3.6	400.300	694849	16160	9.310	1.244	0.46	15.417	18.098	31850	18.349	1.146	0.46	30.385	35.670	15232	8.775	1.131	0.46	14.532	17.059
7	3.6	415.589	694849	16160	9.665	1.244	0.50	17.398	17.398	31850	19.049	1.146	0.50	34.289	34.289	15232	9.110	1.131	0.50	16.398	16.398
6	3.6	424.118	694849	16160	9.864	1.244	0.50	17.755	17.755	31850	19.440	1.146	0.50	34.993	34.993	15232	9.297	1.131	0.50	16.735	16.735
5	3.6	419.673	701560	16329	9.768	1.264	0.50	17.582	17.582	32200	19.262	1.146	0.50	34.672	34.672	15401	9.213	1.149	0.50	16.583	16.583
4	3.6	396.458	833083	20854	9.924	0.600	0.50	17.864	17.864	37991	18.080	0.721	0.50	32.543	32.543	19319	9.194	0.545	0.50	16.549	16.549
3	3.6	348.838	833083	20854	8.732	0.600	0.50	15.718	15.718	37991	15.908	0.721	0.50	28.634	28.634	19319	8.089	0.545	0.50	14.561	14.561
2	3.6	271.068	833084	20854	6.785	0.600	0.55	13.435	10.992	37991	12.361	0.721	0.54	24.031	20.471	19319	6.286	0.545	0.55	12.446	10.183
1	3.6	157.041	1380837	38188	4.343	0.600	0.75	11.726	3.909	64369	7.321	0.721	0.70	18.448	7.906	37104	4.220	0.545	0.75	11.393	3.798

注:  $M_{ii}^a$ 、 $M_{ii}^b$ 分别表示  $i$  层柱的下端和上端弯矩。

风荷载作用下梁端弯矩、剪力及柱轴力计算表

表 4-29

层次	ⒶⒷ跨梁				ⒷⒸ跨梁				柱轴力(kN)		
	$M_b^l$ (kN·m)	$M_b^r$ (kN·m)	$l$ (m)	$V_b$ (kN)	$M_b^l$ (kN·m)	$M_b^r$ (kN·m)	$l$ (m)	$V_b$ (kN)	Ⓐ轴柱	Ⓑ轴柱	Ⓒ轴柱
10	18.679	19.283	6.0	6.327	17.532	17.607	6.6	5.324	-6.327	1.003	5.324
9	30.717	31.711	6.0	10.405	28.830	28.953	6.6	8.755	-16.732	2.653	14.079
8	32.610	33.664	6.0	11.046	30.607	30.737	6.6	9.295	-27.778	4.404	23.374
7	32.815	33.875	6.0	11.115	30.799	30.930	6.6	9.353	-38.893	6.166	32.727
6	35.153	36.289	6.0	11.907	32.993	33.133	6.6	10.019	-50.800	8.054	42.746
5	35.337	36.490	6.0	11.971	33.175	33.318	6.6	10.075	-62.771	9.950	52.821
4	35.446	35.206	6.0	11.775	32.007	33.132	6.6	9.870	-74.546	11.855	62.691
3	33.582	32.046	6.0	10.938	29.131	31.110	6.6	9.127	-85.484	13.666	71.818
2	26.710	25.722	6.0	8.739	23.383	24.744	6.6	7.292	-94.223	15.113	79.110
1	17.344	16.729	6.0	5.679	15.208	16.244	6.6	4.765	-99.902	16.027	83.875

注：柱轴力中的负号表示拉力。

由式 (4-45)，并根据表 4-17 和表 4-25 中的有关数据，得

$$M_{12} = \frac{S_{ij}}{\sum S_{ij}} m(z) h = \frac{8.86332}{74.87566} \times 370.590 \times 3.6 = 157.926 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

另由式 (4-48) 得

$$M_{21} = \left( \frac{1-a}{1+a} \right) M_{12} = \left( \frac{1-0.315}{1+0.315} \right) \times 157.926 = 82.265 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由式 (4-47) 得连梁刚域端的弯矩

$$M_{12}^* = 157.925 - 0.315 \times (157.926 + 82.265) = 82.265 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由式 (4-49) 得连梁剪力

$$V_b = \frac{157.926 + 82.265}{9.422} = 25.493 \text{ kN}$$

风荷载作用下连梁内力及剪力墙轴力计算

表 4-30

层次	$h_i$ (m)	$m_i$ (kN)	$m_i h_i$ (kN·m)	$\frac{S_{ij}}{\sum S_{ij}}$	$\frac{1-a}{1+a}$	$M_{12}$ (kN·m)	$M_{21}$ (kN·m)	$M_{12}^*$ (kN·m)	$V_{bi}$ (kN)	$N_{wi}$ (kN)
10	3.6	370.590	1334.126	0.118	0.521	157.926	82.265	82.265	25.493	25.493
9	3.6	377.477	1358.916	0.118	0.521	160.352	83.543	83.525	25.886	51.378
8	3.6	392.305	1412.297	0.118	0.521	166.651	86.825	86.806	26.903	78.281
7	3.6	407.289	1466.241	0.118	0.521	173.016	90.142	90.122	27.930	106.211
6	3.6	415.648	1496.332	0.118	0.521	176.567	91.992	91.971	28.503	134.714
5	3.6	411.291	1480.647	0.118	0.521	174.716	91.027	91.007	28.205	162.919
4	3.6	388.540	1398.745	0.119	0.506	166.892	84.447	84.453	26.244	189.163
3	3.6	341.871	1230.734	0.119	0.506	146.457	74.107	74.112	23.031	212.194
2	3.6	265.654	956.356	0.119	0.506	113.806	57.586	57.590	17.896	230.090
1	3.6	153.905	554.057	0.119	0.506	65.933	33.362	33.364	10.368	240.458

注：1~4层： $a=0.328$ ， $l=9.577\text{m}$ ；5~10层： $a=0.315$ ， $l=9.422\text{m}$ 。



### (3) 剪力墙内力

下面以⑥轴线剪力墙第8层的内力计算为例,说明计算方法,其余各层内力计算结果见表4-31。

风荷载作用下⑥轴线剪力墙弯矩和剪力计算

表 4-31

层次	$H_i$ (m)	$M_{wi}$ (kN·m)	$V'_{wi}$ (kN)	$\frac{(E_c I_{eq})_{ij}}{\sum (E_c I_{eq})_{ij}}$	$M_{wij}$ (kN·m)	$m_{ij}$ (kN)	$V_{wij}$ (kN)
10	36.0	0	-748.733	0.162	0	43.868	-77.426
9	32.4	1950.022	-346.039	0.162	315.904	44.542	-11.516
8	28.8	2563.249	-3.243	0.162	415.246	46.292	45.767
7	25.2	2026.294	295.383	0.162	328.260	48.060	95.912
6	21.6	472.994	563.543	0.162	76.625	49.046	140.340
5	18.0	-2009.451	813.539	0.162	-325.531	48.532	180.326
4	14.4	-5376.471	1056.844	0.162	-870.988	46.359	217.568
3	10.8	-9624.087	1304.622	0.162	-1559.102	40.683	252.031
2	7.2	-14788.727	1568.241	0.162	-2395.774	31.613	285.668
1	3.6	-20948.894	1859.797	0.162	-3393.721	18.315	319.602
	0	-28228.772	2192.670	0.162	-4573.061	0	355.213

剪力墙弯矩按式(4-50)计算,将表4-13的剪力墙等效刚度 $E_c I_{eq}$ 及表4-25中的总剪力墙弯矩 $M_{wi}$ 代入,得

$$M_{w8j} = \frac{2.66118}{16.44129} \times 2563.249 = 0.162 \times 2563.249 = 415.246 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

剪力墙的剪力按式(4-51)计算,式中 $(V_{wi} - m_i)$ 等于表4-25中的 $V'_{wi}$ , $m_{ij}$ 等于表4-30中的 $M_{12}/h_i = 166.651/3.6 = 46.292 \text{ kN}$ ,将上述数据代入后得

$$V_{w8j} = \frac{2.66118}{16.44129} \times (-3.243) + 46.292 = 45.767 \text{ kN}$$

剪力墙轴力按式(4-52)计算,由表4-30中连梁的剪力可得

$$N_{w8} = 25.493 + 25.886 + 26.903 = 78.281 \text{ kN}$$

其余各层剪力墙轴力计算结果见表4-30。

#### 4. 横向水平地震作用下构件内力计算

##### (1) 框架梁、柱内力

计算水平地震作用下框架梁、柱内力时,应先按4.3.3节的有关规定对框架各层剪力 $V_{fi}$ 进行调整。本例结构底部总剪力 $V_0 = 10285.541 \text{ kN}$ , $0.2V_0 = 2057.108 \text{ kN}$ ;由表4-27可见,第4层以上各层 $V_{fi} > 0.2V_0$ ,故第4层及其以上各层的框架总剪力不必调整;第4层以下各层框架总剪力应予以调整。由于 $1.5V_{\max, f} = 1.5 \times 2026.652 = 3039.978 \text{ kN} > 0.2V_0$ ,所以1~3层调整后的总框架剪力均取 $0.2V_0$ 。

各层框架总剪力调整后,按调整前后总剪力的比值调整柱和梁的剪力及端部弯矩,柱的轴力不必调整。框架梁柱内力计算过程与风荷载作用下的相同,计算结果见表4-32和表4-33。

横向水平地震作用下框架弯矩图见图4-25。

表 4-32

横向水平地震作用下⑤轴线横向框架柱端弯矩计算表

层 次	$h_i$ (m)	$V_{fi}$ (kN)	$\Sigma D_{fi}$ (kN/m)	Ⓐ轴柱						Ⓑ轴柱						Ⓒ轴柱					
				$D_{i1}$ (kN/ m)	$V_{i1}$ (kN)	$y$	$M_{i1}^b$ (kN· m)	$M_{i1}^a$ (kN· m)	$D_{i2}$ (kN/ m)	$V_{i2}$ (kN)	$y$	$M_{i2}^b$ (kN· m)	$M_{i2}^a$ (kN· m)	$D_{i3}$ (kN/ m)	$V_{i3}$ (kN)	$y$	$M_{i3}^b$ (kN· m)	$M_{i3}^a$ (kN· m)			
10	3.6	2678.666	694849	16160	61.413	0.41	90.646	130.441	31850	121.041	0.41	178.657	257.091	15232	57.887	0.41	85.441	122.952			
9	3.6	2696.247	694849	16160	61.817	0.45	100.144	122.398	31850	121.835	0.45	197.373	241.233	15232	58.267	0.45	94.393	115.369			
8	3.6	2724.886	694849	16160	62.473	0.46	103.455	121.448	31850	123.129	0.46	203.902	239.363	15232	58.886	0.46	97.515	114.474			
7	3.6	2733.506	694849	16160	62.671	0.50	112.808	112.808	31850	123.519	0.50	222.334	222.334	15232	59.072	0.50	106.330	106.330			
6	3.6	2693.762	694849	16160	61.760	0.50	111.168	111.168	31850	121.723	0.50	219.101	219.101	15232	58.213	0.50	104.783	104.783			
5	3.6	2579.397	701560	16329	59.182	0.50	106.528	106.528	32200	116.704	0.50	210.067	210.067	15401	55.818	0.50	100.472	100.472			
4	3.6	2365.304	833083	20854	58.387	0.50	105.097	105.097	37991	106.366	0.50	191.459	191.459	19319	54.089	0.50	97.360	97.360			
3	3.6	2026.652	833083	20854	50.027	0.50	90.049	90.049	37991	91.137	0.50	164.047	164.047	19319	46.345	0.50	83.421	83.421			
2	3.6	1537.972	833083	20854	37.964	0.55	75.169	61.502	37991	69.162	0.54	134.451	114.532	19319	35.170	0.55	69.637	56.975			
1	3.6	872.257	1380837	38188	23.586	0.75	63.682	21.227	64369	39.757	0.70	100.188	42.938	37104	22.917	0.75	61.876	20.625			
3*	3.6	2057.108	833083	20854	50.779	0.50	91.402	91.402	37991	92.507	0.50	166.513	166.513	19319	47.041	0.50	84.674	84.674			
2*	3.6	2057.108	833083	20854	50.779	0.55	100.542	82.262	37991	92.507	0.54	179.834	153.192	19319	47.041	0.55	93.141	76.206			
1*	3.6	2057.108	1380837	38188	55.625	0.75	150.188	50.063	64369	93.761	0.70	236.278	101.262	37104	54.046	0.75	145.924	48.641			

注：1. 1\*、2\*、3\*表示1~3层框架总剪力调整后对应的框架内力，4~10层框架内力不必调整；

2.  $M_i^b$ 、 $M_i^a$ 分别表示*i*层柱的下端和上端弯矩。

表 4-33

横向水平地震作用下梁端弯矩、剪力和柱轴力计算

层 次	AB跨梁端弯矩、剪力							BC跨梁端弯矩、剪力							柱 轴 力					
	l	调 整 前				l	调 整 后				l	调 整 前				l	调 整 后	A 柱	B 柱	C 柱
		M <sub>b</sub> <sup>左</sup>	M <sub>b</sub> <sup>右</sup>	V <sub>b</sub>	M <sub>b</sub> <sup>左</sup>		M <sub>b</sub> <sup>右</sup>	V <sub>b</sub>	M <sub>b</sub> <sup>左</sup>	M <sub>b</sub> <sup>右</sup>		V <sub>b</sub>	M <sub>b</sub> <sup>左</sup>	M <sub>b</sub> <sup>右</sup>	V <sub>b</sub>					
10	6.0	130.441	134.661	44.184	130.441	134.661	44.184	6.6	122.430	122.952	37.179	122.430	122.952	37.179				-44.184	7.005	37.179
9	6.0	213.044	219.933	72.163	213.044	219.933	72.163	6.6	199.957	200.810	60.722	199.957	200.810	60.722				-116.347	18.446	97.901
8	6.0	221.592	228.757	75.058	221.592	228.757	75.058	6.6	207.979	208.867	63.158	207.979	208.867	63.158				-191.405	30.346	161.059
7	6.0	216.263	223.257	73.253	216.263	223.257	73.253	6.6	202.979	203.845	61.640	202.979	203.845	61.640				-264.658	41.959	222.699
6	6.0	223.976	231.218	75.866	223.976	231.218	75.866	6.6	210.217	211.113	63.838	210.217	211.113	63.838				-340.524	53.987	286.537
5	6.0	217.696	224.793	73.748	217.696	224.793	73.748	6.6	204.375	205.255	62.065	204.375	205.255	62.065				-414.272	65.670	348.602
4	6.0	211.725	210.314	70.340	211.725	210.314	70.340	6.6	191.212	197.832	58.946	191.212	197.832	58.946				-484.612	77.064	407.548
3	6.0	195.146	186.210	63.559	196.499	187.501	64.000	6.6	169.296	180.781	53.042	170.471	182.034	53.410				-548.171	87.581	460.590
2	6.0	151.551	145.916	49.578	173.664	167.457	56.854	6.6	132.663	140.396	41.373	152.248	160.880	47.444				-597.749	95.786	501.963
1	6.0	96.396	92.914	31.552	150.605	147.235	49.640	6.6	84.475	90.262	26.475	133.861	141.782	41.764				-629.301	100.863	528.438

注：表中剪力和轴力的量纲为 kN；弯矩的量纲为 kN·m；梁跨度  $l$  的量纲为 m。柱轴力中的负号表示拉力。

## (2) 连梁内力

水平地震作用下连梁内力计算方法与风荷载作用下的相同,不再赘述。仍取⑥轴线连梁,其内力计算结果见表 4-34,其中总连梁的约束弯矩  $m_i$  取自表 4-27。

## (3) 剪力墙内力

水平地震作用下剪力墙内力计算方法与风荷载作用下的相同。⑥轴线剪力墙的内力计算结果见表 4-35,其中总剪力墙弯矩  $M_{wi}$  及名义剪力  $V'_{wi}$  取自表 4-27。

水平地震作用下⑥轴线连梁内力及剪力墙轴力计算表

表 4-34

层次	$h_i$ (m)	$m_i$ (kN)	$m_i h_i$ (kN·m)	$\frac{S_{ij}}{\sum S_{ij}}$	$\frac{1-a}{1+a}$	$M_{12}$ (kN·m)	$M_{21}$ (kN·m)	$M'_{21}$ (kN·m)	$V_{bi}$ (kN)	$N_{wi}$ (kN)
10	3.6	1422.729	5121.824	0.118	0.521	604.375	314.879	314.810	95.986	95.986
9	3.6	1431.863	5154.707	0.118	0.521	608.255	316.901	316.831	96.602	192.588
8	3.6	1447.002	5209.207	0.118	0.521	614.686	320.252	320.181	97.623	290.211
7	3.6	1451.651	5225.944	0.118	0.521	616.661	321.281	321.209	97.937	388.148
6	3.6	1430.542	5149.951	0.118	0.521	607.694	316.609	316.539	96.513	484.661
5	3.6	1369.810	4931.316	0.118	0.521	581.895	303.167	303.100	92.415	577.076
4	3.6	1256.113	4522.007	0.119	0.506	538.119	272.288	272.306	86.012	663.088
3	3.6	1076.270	3874.572	0.119	0.506	461.074	233.303	233.318	73.697	736.785
2	3.6	816.752	2940.307	0.119	0.506	349.897	177.048	177.059	55.927	792.712
1	3.6	463.218	1667.585	0.119	0.506	198.443	100.412	100.419	31.719	824.431

注: 1~4 层:  $a=0.328$ ,  $l=9.577\text{m}$ ; 5~10 层:  $a=0.315$ ,  $l=9.422\text{m}$ 。

水平地震作用下⑥轴线剪力墙弯矩和剪力计算表

表 4-35

层次	$H_i$ (m)	$M_{wi}$ (kN·m)	$V'_{wi}$ (kN)	$\frac{(E_c I_{eq})_{ij}}{\sum (E_c I_{eq})_{ij}}$	$M_{wij}$ (kN·m)	$m_{ij}$ (kN)	$V_{wij}$ (kN)
10	36.0	0	-2006.545	0.162	0	167.882	-157.178
9	32.4	4407.698	-476.722	0.162	714.047	168.960	91.731
8	28.8	3649.723	871.783	0.162	591.255	170.746	311.975
7	25.2	-1709.540	2087.129	0.162	-276.945	171.295	509.410
6	21.6	-11270.028	3212.721	0.162	-1825.745	168.804	689.265
5	18.0	-24781.738	4288.759	0.162	-4014.642	161.376	856.155
4	14.4	-42135.757	5353.670	0.162	-6825.993	149.477	1016.772
3	10.8	-63360.405	6645.486	0.162	-10264.386	128.076	1204.645
2	7.2	-88622.239	7603.200	0.162	-14356.803	97.193	1328.911
1	3.6	-118231.987	8868.158	0.162	-19153.582	55.123	1491.765
	0	-152655.664	10285.536	0.162	-24730.218	0	1666.257

#### 4.4.6 竖向荷载作用下框架-剪力墙结构内力计算

##### 1. 计算单元及计算简图

仍取⑤轴线横向框架和⑥轴线横向剪力墙进行计算。由于楼面荷载均匀分布，故取两轴线中线之间的长度为计算单元宽度，如图 4-26 所示。

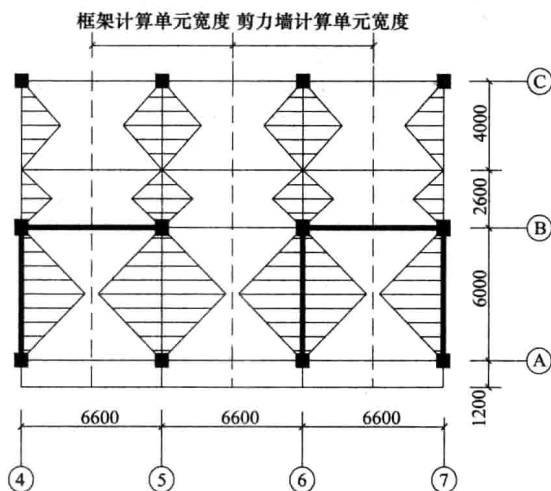


图 4-26 框架及剪力墙的计算单元

因梁板现浇为整体，且各区格为双向板，故直接传给横梁（或横向剪力墙）的楼面荷载为三角形荷载，计算单元范围内的其余荷载通过纵梁以集中荷载的形式传给横向框架。另外，本例中纵梁轴线与柱轴线不重合，以及悬臂构件在柱轴线上产生力矩等，所以作用在框架上的荷载还有集中力矩。框架横梁自重以及直接作用在横梁上的填充墙体自重则按均布荷载考虑。竖向荷载作用下框架结构计算简图如图 4-27 所示。

直接传给横向剪力墙的楼面荷载为三角形荷载，通过纵梁传给剪力墙的楼面荷载为集中荷载和集中力矩，如图

4-28 (a) 所示。BC 跨连梁对剪力墙的作用，可按图 4-28 (b) 所示简图近似算出与剪力墙连接端的弯矩及剪力，然后反向作用于剪力墙。作用于剪力墙上的荷载为上述两种情况之和，如图 4-28 (c) 所示。活荷载作用下剪力墙受力情况与上述相似，如图 4-29 所示。

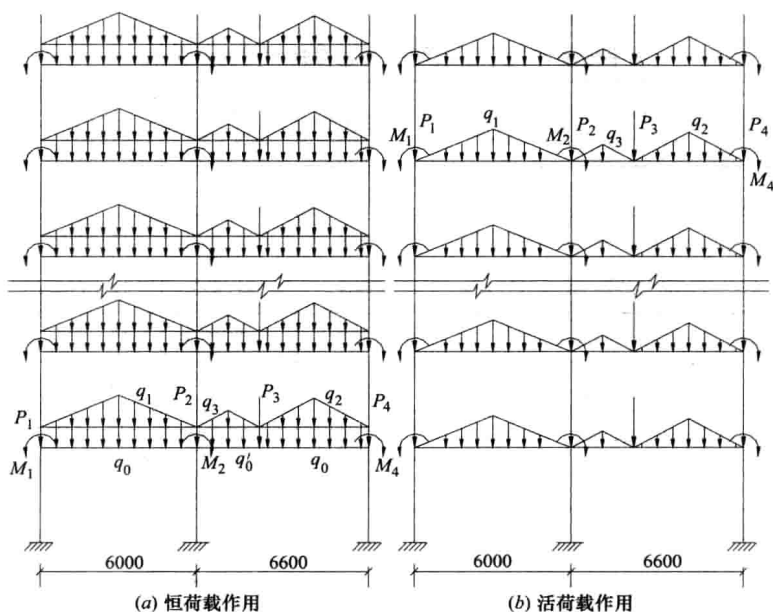


图 4-27 竖向荷载作用下框架计算简图

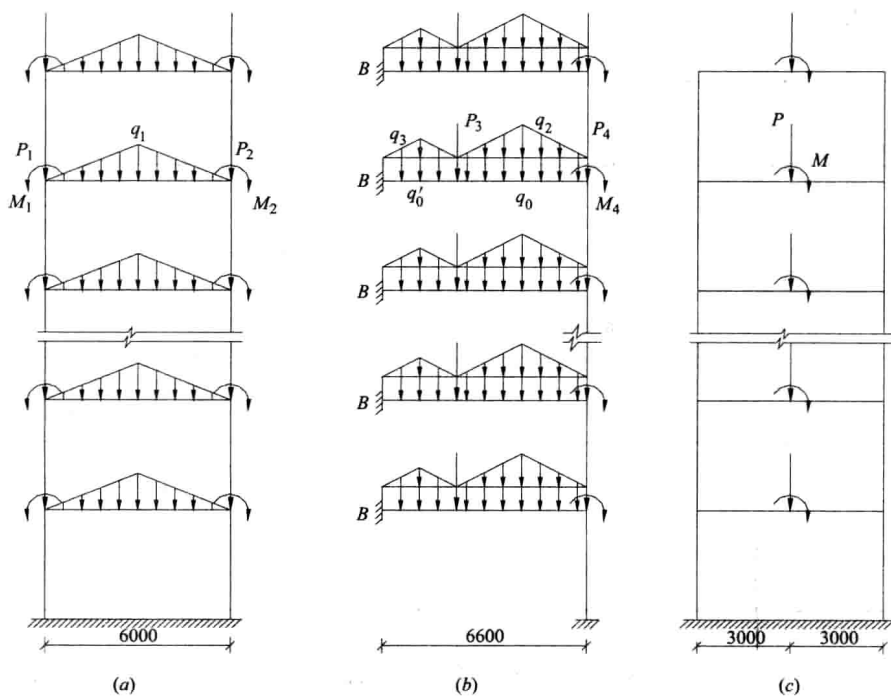


图 4-28 竖向恒荷载作用下剪力墙计算简图

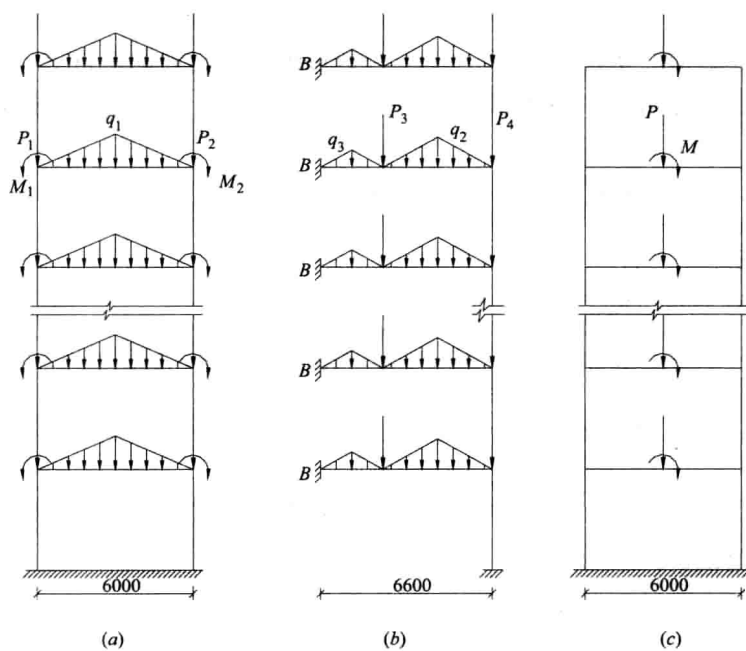


图 4-29 竖向活荷载作用下剪力墙计算简图

## 2. 荷载计算

下面以 1~9 层的框架恒载计算为例，说明荷载计算方法，其余荷载计算过程从略，

计算结果见表 4-36 和表 4-37。

框架恒载 (图 4-27a) 计算表

表 4-36

层次	$q_0$ (kN/m)	$q'_0$ (kN/m)	$q_1$ (kN/m)	$q_2$ (kN/m)	$q_3$ (kN/m)	$P_1$ (kN)	$P_2$ (kN)	$P_3$ (kN)	$P_4$ (kN)	$M_1$ (kN·m)	$M_2$ (kN·m)	$M_4$ (kN·m)
10	3.375	3.375	37.5	25.0	16.25	139.230	65.406	122.838	131.255	-31.347	6.541	13.126
5~9	12.327	3.375	27.0	18.0	11.7	176.922	76.784	153.763	118.242	-52.936	7.678	11.824
1~4										-59.208	11.518	17.736

框架活荷载 (图 4-27b) 计算表

表 4-37

层次	$q_1$ (kN/m)	$q_2$ (kN/m)	$q_3$ (kN/m)	$P_1$ (kN)	$P_2$ (kN)	$P_3$ (kN)	$P_4$ (kN)	$M_1$ (kN·m)	$M_2$ (kN·m)	$M_4$ (kN·m)
楼、屋面活载	12.0	8.0	5.2	37.440	17.690	32.180	34.240	-11.664	1.769	11.344
屋面雪载	1.5	1.0	0.65	4.680	2.211	4.023	4.280	-1.458	0.221	1.418

注：楼面及屋面（上人屋面）活荷载均取  $2.0\text{kN/m}^2$ ；屋面雪荷载取  $0.25\text{kN/m}^2$ 。

图 4-27 (a) 中,  $q_0$  包括梁重 (扣除板重) 和隔墙重, 由 4.4.4 节的有关数据得

$$q_0 = 3.375 + 2.984 \times (3.6 - 0.6) = 12.327\text{kN/m}, q'_0 = 3.375\text{kN/m}$$

$q_1$ 、 $q_2$ 、 $q_3$  为板自重传给横梁的三角形荷载峰值, 由图 4-26 所示的几何关系得

$$q_1 = 4.5 \times 6.0 = 27.0\text{kN/m}, q_2 = 4.5 \times 4.0 = 18.0\text{kN/m}, q_3 = 4.5 \times 2.6 = 11.7\text{kN/m}$$

$P_1$ 、 $M_1$ 、 $P_2$ 、 $M_2$ 、 $P_3$ 、 $M_3$ 、 $P_4$ 、 $M_4$  为通过纵梁传给柱的板自重、纵梁自重、纵墙自重、悬臂板及栏杆重 ( $2.4\text{kN/m}$ ) 所产生的集中荷载和集中力矩, 根据图 4-26 所示荷载面积可得

$$P_1 = \left[ 4.5 \times \left( \frac{3.3 + 0.3}{2} \right) \times 3.0 \times 2 + (3.375 + 3.144 \times 3.0) \times 6.0 \right] + 4.5 \times 6.6 \times 1.2 + 2.4 \times 6.6$$

$$= 125.442 + 35.640 + 15.840 = 176.922\text{kN}$$

$$5 \sim 9 \text{ 层}: M_1 = - \left( 125.442 \times 0.1 + 35.640 \times \frac{1.2}{2} + 15.840 \times 1.2 \right) = -52.936\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$1 \sim 4 \text{ 层}: M_1 = - \left( 125.442 \times 0.15 + 35.640 \times \frac{1.2}{2} + 15.840 \times 1.2 \right) = -59.208\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$P_2 = 4.5 \times \left( \frac{3.3 + 0.3}{2} \times 3.0 + \frac{3.3 + 2.0}{2} \times 1.3 \right) + (3.375 + 2.984 \times 3.0) \times 3.0 = 76.784\text{kN}$$

$$5 \sim 9 \text{ 层}: M_2 = 76.784 \times 0.1 = 7.678\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$1 \sim 4 \text{ 层}: M_2 = 76.784 \times 0.15 = 11.518\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$P_3 = 4.5 \times \left( \frac{3.3 + 2.0}{2} \times 1.3 + \frac{3.3 + 1.3}{2} \times 2.0 \right) \times 2 + (3.375 + 2.984 \times 3.0) \times 6.6 = 153.763\text{kN}$$

$$M_3 = 0$$

$$P_4=4.5\times\left(\frac{3.3+1.3}{2}\times2.0\right)\times2+(3.375+3.144\times3.0)\times6.0=118.242\text{kN}$$

$$5\sim9\text{层}:M_4=118.242\times0.1=11.824\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$1\sim4\text{层}:M_4=118.242\times0.15=17.736\text{kN}\cdot\text{m}$$

由图 4-26 可见, ⑥轴线剪力墙及框架与⑤轴线框架的负载面积相同, 因而二者所受荷载基本相同 (除 AB 跨梁自重略有不同外)。因此, 图 4-28 (a)、(b) 中所示恒荷载值可按表 4-36 采用。同样, 图 4-29 (a)、(b) 中所示的活荷载值可按表 4-37 采用。

竖向荷载作用下剪力墙各截面内力可按图 4-28 (c) (恒载作用) 和图 4-29c (活荷载作用) 计算。为此, 应将图 4-28 (a)、(b) 转化为图 4-28 (c), 将图 4-29 (a)、(b) 转化为图 4-29 (c)。此处以图 4-28 的转化为例, 说明如下:

首先计算图 4-28 (b) 所示结构在竖向荷载作用下的内力 (计算结果见图 4-31 和表 4-42, B 端的弯矩和剪力列于表 4-38), 然后将 B 端的弯矩和剪力反向施加于图 4-28 (a) 所示剪力墙上, 再按静力等效方法将竖向集中荷载和集中力矩移至剪力墙形心处。下面以第 1 层为例说明计算方法, 其余各层计算结果见表 4-38。

$$P=176.922+76.784+146.870+27\times6\times\frac{1}{2}=481.576\text{kN}$$

$$M=-176.922\times3.0+(76.784+146.870)\times3.0-59.208+11.518+210.020=302.526\text{kN}\cdot\text{m}$$

竖向活荷载作用下剪力墙各层的集中荷载和集中力矩见表 4-39, 其中图 4-29 (a)、(b) 中的有关荷载值取自表 4-37; 图 4-29 (b) 中 B 端的剪力和弯矩列于表 4-39 (取自图 4-31 和表 4-42); 表 4-39 中第 10 层第 1、2 行分别表示屋面雪荷载和活荷载作用下的集中荷载和集中力矩。

恒载产生的剪力墙各层集中荷载及集中力矩计算表 表 4-38

层次	剪力墙形心处(图 4-28a)		B 端剪力及弯矩(图 4-28b)		剪力墙形心处(图 4-28c)	
	$P(\text{kN})$	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	$P(\text{kN})$	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	$P(\text{kN})$	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$
10	317.136	-221.472	131.270	-187.050	448.406	334.582
9	334.706	-300.414	146.800	-213.870	481.506	308.598
8	334.706	-300.414	149.090	-214.940	483.796	316.538
7	334.706	-300.414	149.030	-214.810	483.736	316.228
6	334.706	-300.414	148.990	-214.710	483.696	316.008
5	334.706	-300.414	149.360	-215.520	484.066	317.928
4	334.706	-300.414	147.150	-210.660	481.856	304.006
3	334.706	-300.414	146.060	-208.260	480.766	298.846
2	334.706	-300.414	146.160	-208.470	480.866	298.846
1	334.706	-300.414	146.870	-210.020	481.576	302.526

注: 表中弯矩方向与图 4-28 (c) 相同时为正。



活荷载产生的剪力墙各层集中荷载和集中力矩计算表

表 4-39

层次	剪力墙形心处(图 4-29a)		B 端剪力及弯矩(图 4-29b)		剪力墙形心处(图 4-29c)	
	P(kN)	M(kN·m)	P(kN)	M(kN·m)	P(kN)	M(kN·m)
10	11.391	-7.407	4.095	-5.864	15.486	9.505
	91.130	-59.250	32.760	-46.910	123.890	76.045
9	91.130	-59.250	31.650	-44.490	122.780	70.295
8	91.130	-59.250	31.830	-44.870	122.960	71.215
7	91.130	-59.250	31.810	-44.820	122.940	71.105
6	91.130	-59.250	31.800	-44.810	122.930	71.065
5	91.130	-59.250	31.850	-44.910	123.980	71.315
4	91.130	-59.250	31.550	-44.250	126.680	69.755
3	91.130	-59.250	31.370	-43.850	122.500	68.815
2	91.130	-59.250	31.380	-43.890	122.510	68.885
1	91.130	-59.250	31.500	-44.130	122.630	69.485

注：表中弯矩方向与图 4-29 (c) 相同时为正。

### 3. 内力计算

#### (1) 框架内力计算

竖向荷载作用下框架内力可采用弯矩二次分配法计算，具体计算过程可参见第 2 章的设计实例。恒载及活荷载作用下⑤轴线框架的弯矩图见图 4-30，梁端剪力、柱端剪力和轴力见表 4-40 和表 4-41。恒载及活荷载作用下⑥轴线框架（连梁）的弯矩图见图 4-31，梁端剪力见表 4-42。对于屋面活荷载，上述计算均是按上人屋面活荷载（2.0kN/m<sup>2</sup>）考虑的。

恒载作用下⑤轴线框架梁端剪力、柱端剪力及轴力

表 4-40

层次	梁端剪力				柱端剪力			A 柱轴力		B 柱轴力		C 柱轴力	
	A 端	B 左端	B 右端	C 端	A 柱	B 柱	C 柱	上端	下端	上端	下端	上端	下端
10	57.74	75.01	127.84	88.37	-10.65	-35.59	46.24	196.97	219.47	268.26	300.66	219.65	242.15
9	73.80	81.16	146.30	116.76	-6.32	-30.24	36.56	470.19	492.69	604.91	637.31	477.15	499.65
8	73.42	81.55	146.98	116.08	-6.79	-31.27	38.06	743.03	765.53	942.61	975.01	733.97	756.47
7	73.52	81.44	146.94	116.11	-6.77	-30.95	37.72	1015.98	1038.48	1280.17	1312.57	990.83	1013.33
6	73.55	81.41	146.92	116.14	-6.92	-31.65	38.57	1288.95	1311.45	1617.68	1650.08	1247.71	1270.21
5	73.21	81.75	147.13	115.92	-5.33	-28.35	33.68	1561.59	1584.09	1955.74	1988.14	1504.37	1562.87
4	74.64	80.32	145.44	117.61	-6.91	-36.10	43.01	1835.65	1868.35	2290.68	2328.48	1762.63	1795.13
3	75.40	79.57	144.83	118.23	-6.52	-31.79	38.31	2120.37	2152.77	2629.66	2667.46	2031.60	2064.00
2	75.29	79.67	144.86	118.20	-6.36	-35.47	41.84	2404.98	2437.38	2968.47	3006.57	2300.44	2332.84
1	74.68	80.28	145.20	117.86	-4.40	-21.07	25.47	2688.99	2721.39	3308.83	3346.63	2568.94	2601.34

注：表中量纲均为 kN；梁端剪力均以向上为正；柱端轴力以受压为正；柱端剪力对柱端截面而言，顺时针方向旋转为正。

活荷载作用下⑤轴线框架梁端剪力、柱端剪力及轴力

表 4-41

层次	梁 端 剪 力				柱 端 剪 力			柱 轴 力		
	A 端	B 左端	B 右端	C 端	A 柱	B 柱	C 柱	A 柱	B 柱	C 柱
10	15.72	20.28	31.63	23.31	-2.18	-6.62	8.80	53.15	69.61	57.55
9	16.62	19.38	30.82	24.12	-1.77	-4.05	5.82	107.22	137.49	115.91
8	16.48	19.52	30.95	23.99	-1.76	-4.57	6.33	161.14	205.65	174.15
7	16.50	19.50	30.93	24.07	-1.78	-4.45	6.23	215.07	273.77	232.40
6	16.50	19.50	30.93	24.01	-1.79	-4.57	6.36	269.01	341.89	290.65
5	16.46	19.54	30.96	23.98	-1.58	-4.06	5.64	322.91	410.08	348.87
4	16.70	19.30	30.74	24.20	-2.28	-5.10	7.38	377.05	477.81	407.31
3	16.87	19.13	30.62	24.32	-2.05	-4.51	6.56	431.36	545.24	465.87
2	16.90	19.10	30.66	24.28	-2.12	-5.05	7.17	485.70	612.70	524.38
1	16.93	19.07	30.86	24.08	-1.37	-3.01	4.38	540.08	680.32	582.71

注：表中量纲均 kN；梁端剪力均以向上为正；柱端轴力以受压为正；柱端剪力对柱端截面而言，顺时针方向旋转为正。

竖向荷载作用下⑥轴线框架梁端剪力及柱剪力 (kN)

表 4-42

层次	恒载作用			活荷载作用		
	梁端剪力		◎柱剪力	梁端剪力		◎柱剪力
	B 端	C 端		B 端	C 端	
10	131.27	84.96	43.00	32.76	22.18	7.65
9	148.60	114.45	35.87	31.65	23.29	5.28
8	149.09	113.97	36.82	31.83	23.11	5.62
7	149.03	114.02	36.61	31.81	23.13	5.57
6	148.99	114.07	37.37	31.80	23.14	5.64
5	149.36	113.70	32.45	31.85	23.09	5.02
4	147.15	115.91	42.23	31.55	23.39	6.70
3	146.06	116.99	37.82	31.37	23.57	5.98
2	146.16	116.90	40.69	31.38	23.56	6.43
1	146.87	116.19	25.42	31.50	23.44	3.99

注：梁端剪力以向上为正；柱端剪力，对柱端截面而言，顺时针方向旋转为正。

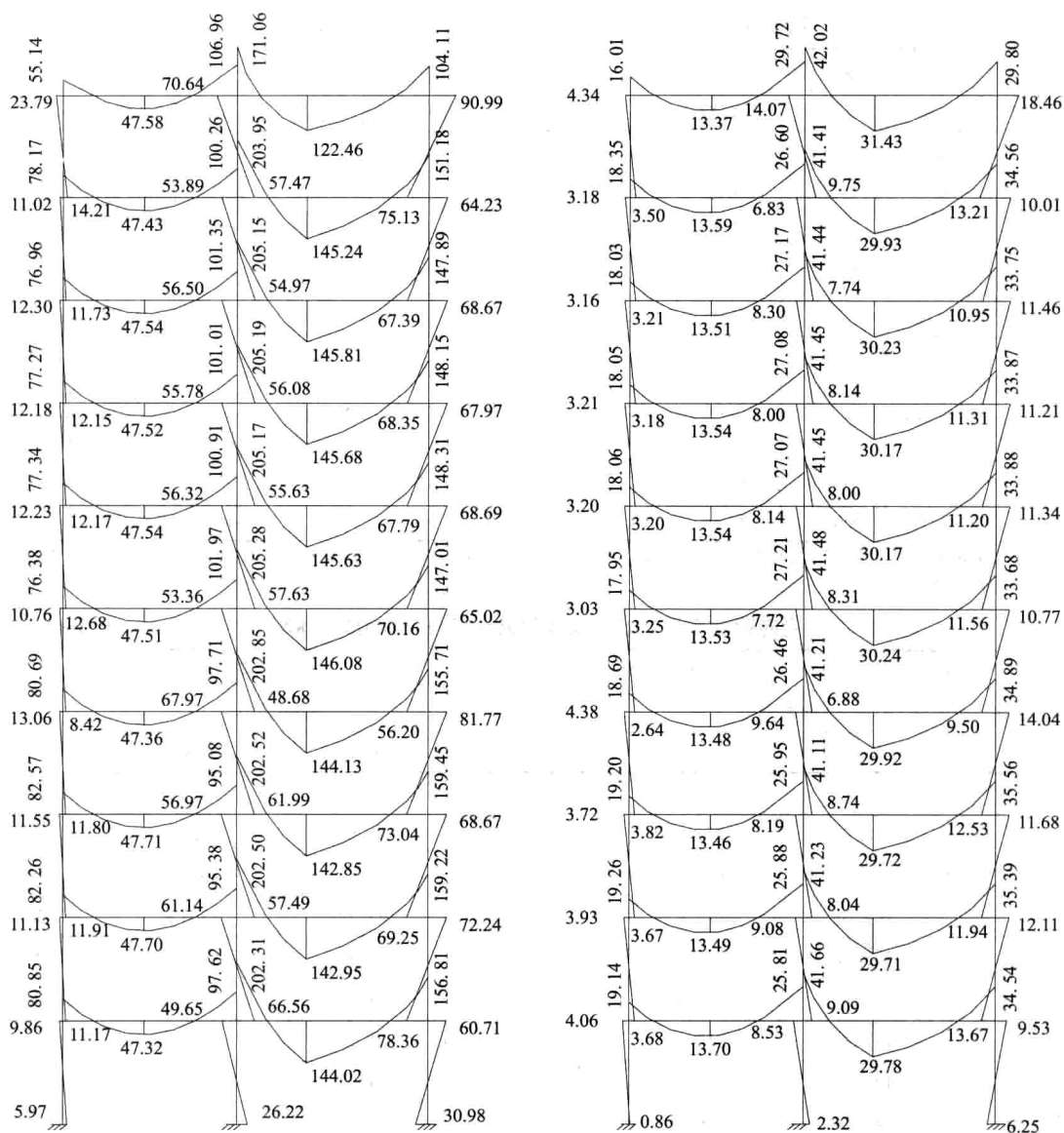
(2) 剪力墙内力计算

竖向恒载和活荷载作用下剪力墙内力可分别按图 4-28(c) 和 4-29(c) 进行近似计算。在图示荷载作用下，剪力墙各截面的弯矩和轴力可用平衡条件求出，剪力等于零，计算结果见图 4-32，其中恒载作用下的轴力图中未包括剪力墙自重。

4.4.7 作用效应组合

1. 结构抗震等级

结构抗震等级应根据设防烈度、结构类型和房屋高度按表 2-9 确定。对框架-剪力墙结构，还应判别总框架承受的地震倾覆力矩是否大于总地震倾覆力矩的 50%。为此，应计算总框架承受的地震倾覆力矩。由表 4-27 可得各层总框架承受的剪力  $V_{\text{F}}$ ，再按下式计



(a) 恒载弯矩图

(b) 活荷载弯矩图

图 4-30 竖向荷载作用下⑤轴线框架弯矩图

算相应的地震倾覆力矩  $M_{0v}$ ，即

$$M_{0v} = \sum_{i=1}^{10} V_{fi} h_i = 82471.136 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

另由表 4-23 得总地震倾覆力矩  $M_0$  为

$$M_0 = 268291.06 + 90.801 \times 40.8 = 271995.741 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

则

$$M_{0v}/M_0 = 82471.136/271995.741 = 0.30 < 0.50$$

因此，本工程应按框架-剪力墙结构中的框架确定其框架的抗震等级。由表 2-9 可知，本工程的框架为二级抗震等级，剪力墙为一级抗震等级。

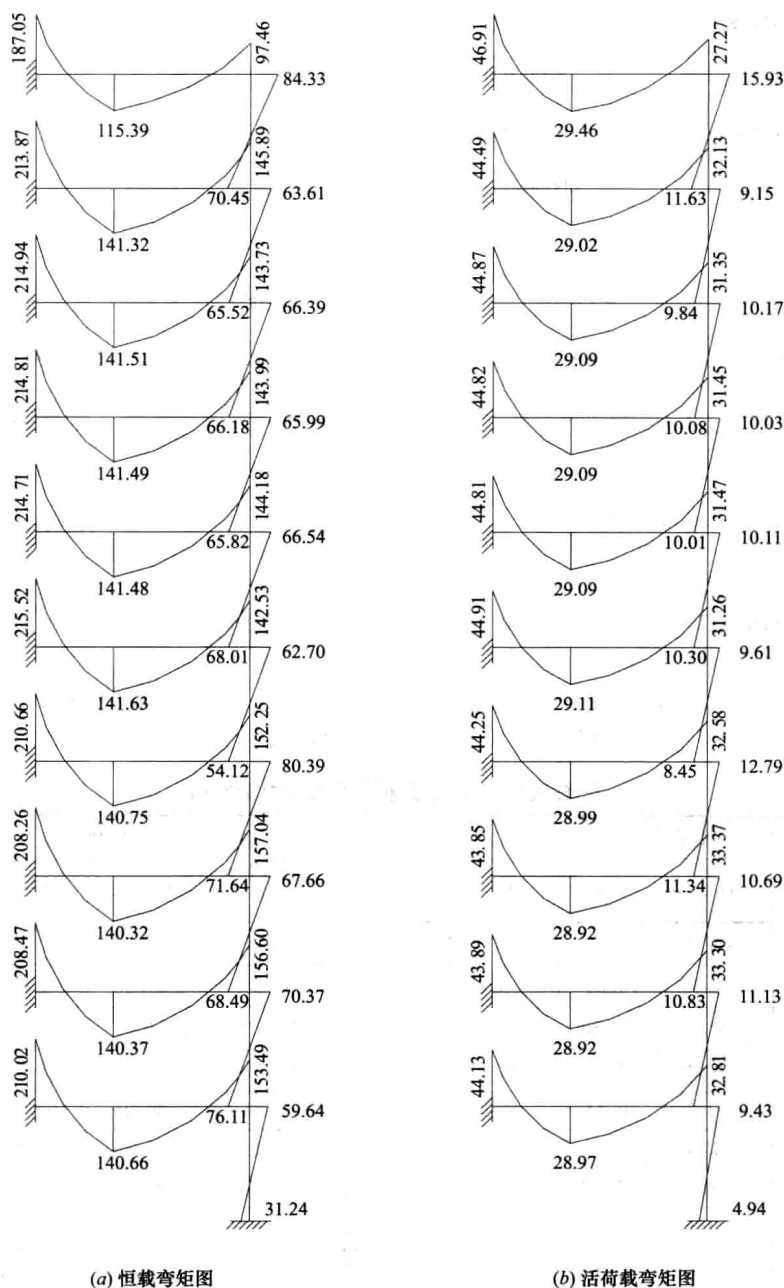


图 4-31 竖向荷载作用下⑥轴线框架弯矩图

## 2. 框架梁弯矩和剪力设计值

为了节省篇幅，本例仅对 1、4、7、10 层各构件内力进行组合，其余层计算从略。

### (1) 梁支座边缘截面内力标准值

表 4-43 是 1、4、7、10 层框架梁在竖向荷载（恒载、活荷载）和水平荷载（风荷载和水平地震作用）作用下梁支座边缘截面的内力标准值。下面以第 1 层梁 A 支座边缘截面的弯矩和剪力计算为例，说明计算方法。

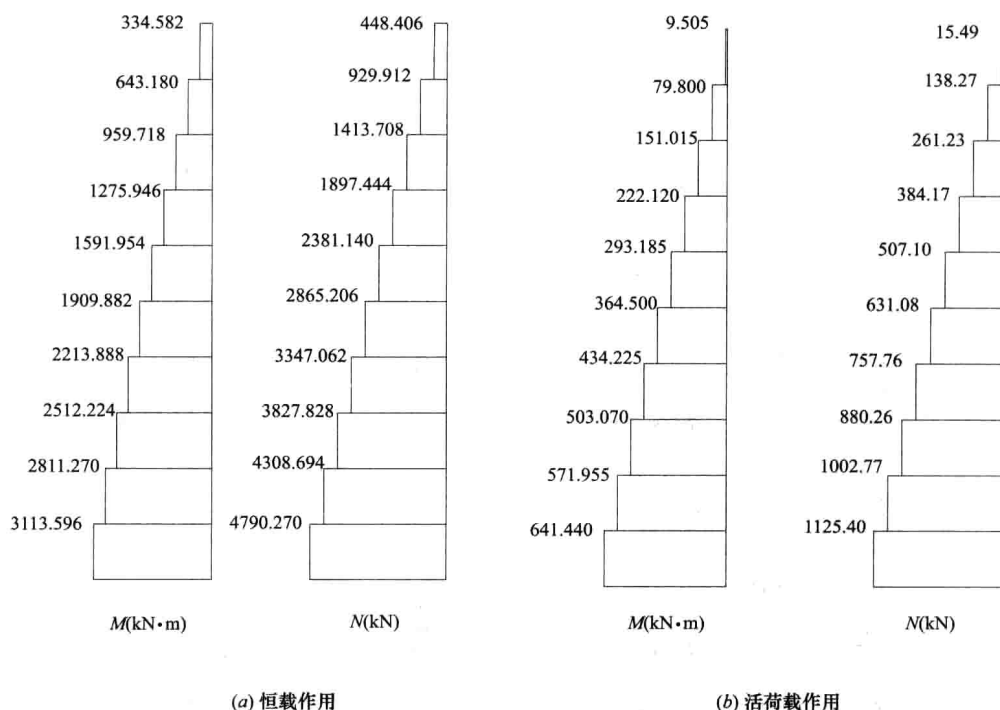


图 4-32 竖向荷载作用下剪力墙内力图

⑤轴线框架梁支座边缘截面内力标准值

表 4-43

层次	截面	恒载内力		活载内力		重力荷载 代表值内力 $M_{GE}$	风载内力		地震内力
		$M_{Gk}$	$V_{Gk}$	$M_{Qk}$	$V_{Qk}$		$\pm M_{wk}$	$\pm V_{wk}$	
10	A	-40.71	56.90	-12.08	15.72	-41.46	$\pm 17.10$	$\pm 6.33$	$\pm 119.40$
	B <sub>l</sub>	-84.46	74.00	-23.64	20.28	-85.93	$\pm 17.38$	$\pm 6.33$	$\pm 121.41$
	B <sub>r</sub>	-132.71	126.83	-32.53	31.63	-134.74	$\pm 15.93$	$\pm 5.32$	$\pm 111.28$
	C	-82.02	87.53	-23.97	23.31	-83.52	$\pm 16.28$	$\pm 5.32$	$\pm 113.66$
7	A	-58.89	70.44	-13.93	16.50	-65.85	$\pm 30.04$	$\pm 11.12$	$\pm 197.95$
	B <sub>l</sub>	-76.58	77.74	-21.23	19.50	-87.19	$\pm 30.54$	$\pm 11.12$	$\pm 201.28$
	B <sub>r</sub>	-161.11	145.93	-32.17	30.93	-177.19	$\pm 27.99$	$\pm 9.35$	$\pm 184.49$
	C	-119.12	113.03	-27.85	24.07	-133.05	$\pm 28.59$	$\pm 9.35$	$\pm 188.44$
4	A	-58.30	70.94	-13.68	16.70	-65.14	$\pm 31.91$	$\pm 11.78$	$\pm 190.62$
	B <sub>l</sub>	-69.60	76.01	-19.71	19.30	-79.45	$\pm 31.08$	$\pm 11.78$	$\pm 185.70$
	B <sub>r</sub>	-151.95	144.26	-30.45	30.74	-167.17	$\pm 28.55$	$\pm 9.87$	$\pm 170.58$
	C	-120.43	113.91	-27.63	24.20	-134.24	$\pm 30.17$	$\pm 9.87$	$\pm 180.15$
1	A	-58.45	70.98	-14.06	16.93	-65.48	$\pm 15.64$	$\pm 5.68$	$\pm 135.71$
	B <sub>l</sub>	-69.52	75.97	-19.14	19.07	-79.09	$\pm 14.74$	$\pm 5.68$	$\pm 129.86$
	B <sub>r</sub>	-151.49	144.02	-30.86	30.86	-166.92	$\pm 13.54$	$\pm 4.77$	$\pm 119.24$
	C	-121.45	114.16	-27.32	24.08	-135.11	$\pm 14.81$	$\pm 4.77$	$\pm 129.25$

注：1. 弯矩的量纲为  $kN \cdot m$ ，剪力的量纲为  $kN$ ；  
2. 梁截面弯矩以截面下部受拉为正，剪力以向上为正。

恒载作用下,由图 4-30 (a) 和表 4-40 中的有关数据,可得第 1 层梁 A 端支座边缘截面的弯矩和剪力为

$$M_A = 80.85 - 74.68 \times \frac{0.6}{2} = 58.45 \text{ kN} \cdot \text{m}, V_A = 74.68 - 12.327 \times \frac{0.6}{2} = 70.98 \text{ kN}$$

在水平地震作用下,由图 4-25 和表 4-33 中的有关数据,可得第 1 层梁 A 端支座边缘截面的弯矩和剪力为

$$M_A = 150.61 - 49.64 \times \frac{0.6}{2} = 135.72 \text{ kN} \cdot \text{m}, V_A = 49.64 \text{ kN}$$

另外,表 4-43 还列出了重力荷载代表值产生的弯矩  $M_{GE} = M_{Gk} + 0.5M_{Qk}$ 。由于前面计算活荷载作用下框架内力时,屋面取活荷载 ( $2 \text{ kN/m}^2$ ),而此处的  $M_{Qk}$  应是由屋面作用雪荷载 ( $0.25 \text{ kN/m}^2$ ),其他各层作用活荷载产生的。因此,计算第 10 层框架梁端弯矩和剪力时,可近似将  $M_{Qk}$  乘以系数  $0.25/2$ 。

## (2) 梁内力组合值

框架梁内力组合按 2.5.2 节所述方法进行,组合值见表 4-44 (非地震组合) 和表 4-45 (地震组合)。组合时竖向荷载作用下的梁端弯矩乘了弯矩调整系数 0.8。下面以第 10 层 AB 跨梁为例,说明在  $1.2M_{GE} + 1.3M_{Ek}$  组合 (表 4-45) 中各内力组合值的计算方法。

在左震 (→) 作用时, A 端弯矩组合值按式 (2-21) 计算, B 端弯矩组合值按式 (2-19) 计算。由表 4-43 中有关数据得

$$M_A = 1.3 \times 119.40 - 0.8 \times 41.47 = 122.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_B = -(0.8 \times 1.2 \times 85.94 + 1.3 \times 121.41) = -240.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

在右震 (←) 作用时, A 端弯矩组合值按式 (2-19) 计算, B 端弯矩组合值按式 (2-21) 计算。由表 4-43 中有关数据得

$$M_A = -(0.8 \times 1.2 \times 41.47 + 1.3 \times 119.40) = -195.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_B = 1.3 \times 121.41 - 0.8 \times 85.94 = 89.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁跨间最大弯矩值可根据梁端弯矩组合值及梁上荷载设计值由平衡条件确定,如图 4-33 所示。荷载设计值为

$$q_0 = 1.2 \times 12.327 = 14.792 \text{ kN/m}, q_1 = 1.2 \times (27 + 0.5 \times 1.5) = 33.30 \text{ kN/m}$$

由于梁端弯矩系支座边缘处的弯矩值,故计算时应取净跨:

$$l_n = 6.0 - 0.25 - 0.30 = 5.45 \text{ m}$$

根据图 4-33 的平衡条件,可得 A 端剪力为  $V_A = 19.188 \text{ kN}$ , B 端剪力为  $V_B = 152.170 \text{ kN}$ ,假定梁跨中最大弯矩距 A 端为  $x$ ,则最大弯矩处的剪力应满足下列条件:

$$V(x) = 19.188 - 14.792x - \left( \frac{33.30}{2.725}x \right) \frac{x}{2} = 0$$

由此得  $x = 0.935 \text{ m} < 2.725 \text{ m}$ ,与初始假定相符,所得  $x$  有效。梁跨中最大弯矩为

$$M = 19.188 \times 0.935 + 122.04 - \frac{1}{2} \times 14.792 \times 0.935^2 - \frac{1}{2} \times$$

$$\left( \frac{33.30}{2.725} \times 0.935 \right) \times \frac{0.935^2}{3}$$

$$= 131.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁端剪力设计值按式 (2-23) 确定,其中  $(M'_B + M'_B)$  取左震及右震两者之中的较大

表 4-44

梁控制截面组合的内力设计值 (非震组合)

层次	截面	1. $2S_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4S_{wk} + 0.7 \times 1.4S_{Qk}$ 或 1. $0S_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4S_{wk} + 0.7 \times 1.4S_{Qk}$				1. $2S_{Gk} + 1.0 \times 1.4S_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4S_{wk}$ 或 1. $0S_{Gk} + 1.0 \times 1.4S_{Qk} \pm 0.6 \times 1.4S_{wk}$				1. $35S_{Gk} + 0.7 \times 1.4S_{Qk}$			
		$\rightarrow$		$\leftarrow$		$\rightarrow$		$\leftarrow$		$\rightarrow$		$\leftarrow$	
		M	V	M	V	M	V	M	V	M	V	M	V
10	支座	A	-18.10	68.95	-72.48	90.34	71.78	-31.73	71.78	-66.97	86.08	-53.43	78.04
		B <sub>l</sub>	-123.95	107.79	-61.76	86.40	104.96	-122.15	104.96	-79.43	90.66	-109.74	98.70
		B <sub>r</sub>	-109.36	55.34	-175.21	75.92	58.79	-129.22	58.79	-177.22	73.42	-168.83	67.31
		C	-120.32	68.40	-61.62	47.81	64.94	-119.26	64.94	-78.79	50.32	-107.37	56.43
	跨中	1	87.73		88.44			80.93		82.37		74.84	
7	支座	2	-12.72		-0.99			-20.47		-13.09		-28.60	
		A	-15.98	79.02	-109.50	114.12	84.79	-37.48	84.79	-97.36	107.45	-74.52	95.92
		B <sub>l</sub>	-132.92	121.93	-35.15	86.83	116.16	-122.95	116.16	-59.39	93.51	-99.35	105.03
		B <sub>r</sub>	-114.92	69.54	-219.08	103.14	75.02	-141.40	75.02	-214.21	98.15	-199.22	87.73
	跨中	C	-176.22	97.16	-77.11	63.56	91.68	-169.57	91.68	-102.48	68.55	-150.49	78.97
4	支座	1	93.83		93.51			86.15		86.27		77.47	
		2	-14.45		-0.41			-24.08		-15.14		-38.89	
		A	-12.68	77.49	-111.37	114.29	83.71	-35.15	83.71	-98.10	107.32	-73.69	95.47
		B <sub>l</sub>	-125.78	119.77	-27.61	82.98	113.56	-114.99	113.56	-51.64	89.95	-90.61	101.80
	跨中	B <sub>r</sub>	-105.46	65.95	-209.72	100.91	71.64	-131.68	71.64	-203.96	95.54	-187.98	84.49
1	支座	C	-179.51	98.05	-75.76	63.09	92.37	-171.90	92.37	-101.94	68.46	-151.72	79.51
		1	92.95		90.90			85.12		84.04		76.19	
		2	-15.27		-0.31			-24.78		-15.13		-39.14	
		A	-35.88	86.20	-89.03	105.93	89.07	-49.37	89.07	-84.99	102.43	-74.15	95.65
	跨中	B <sub>l</sub>	-102.38	111.06	-49.98	91.34	108.20	-100.56	108.20	-64.67	94.83	-90.09	101.61
1	支座	B <sub>r</sub>	-126.43	72.97	-188.58	93.65	75.84	-144.38	75.84	-191.37	91.18	-187.80	84.32
		C	-158.75	91.04	-97.84	70.36	88.17	-159.63	88.17	-115.31	72.83	-152.58	79.69
		1	90.46		89.21			84.08		83.55		76.22	
		2	-15.45		-6.84			-24.39		-18.73		-39.57	
	跨中												

注: 弯矩  $M$  的量纲为  $kN \cdot m$ ; 剪力  $V$  的量纲为  $kN$ ; 支座截面上部受拉时为负弯矩 ( $-M$ ), 下部受拉时为正弯矩 ( $M$ ); 表中跨中 1 为 AB 跨的跨中; 跨中 2 为 BC 跨的跨中。

值,  $\eta_{vb}$  取 1.2。

$$\begin{aligned}
 V &= \eta_{vb} \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \\
 &= \frac{1.2(122.04 + 240.34)}{5.45} + \frac{14.792 \times 5.45 + 33.30 \times 5.45/2}{2} \\
 &= 79.790 + 85.679 \\
 &= 165.469 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

则

$$\gamma_{RE} V = 0.85 \times 165.469 = 140.649 \text{ kN}$$

同样, 按左震作用下计算, 可得跨间最大弯矩为 115.795kN·m, 小于右震作用下的计算结果。

框架梁弯矩、剪力组合表 (地震组合) 表 4-45

层次	截面		M(kN · m)				V(kN)		
			1. 2M <sub>GE</sub> +1. 3M <sub>EK</sub>		$\gamma_{RE}(1. 2M_{GE}+1. 3M_{EK})$		$\eta_{Vb}(M_b^+ + M_b^-)/l_n + V_{Gb}$		
			→	←	→	←	<i>l<sub>n</sub></i>	V <sub>Gb</sub>	$\gamma_{RE}V$
10	支座	A	+122. 04	−195. 03	+91. 53	−146. 27	5. 45	85. 68	140. 65
		B <sub>l</sub>	−240. 34	+89. 08	−180. 26	+66. 81			
		B <sub>r</sub>	+36. 87	−274. 01	+27. 65	−205. 51	6. 05	141. 22	180. 15
		C	−226. 02	+82. 54	−169. 52	+61. 91		113. 35	140. 67
	跨中	1	131. 85		93. 78				
		2	224. 72		168. 54				
7	支座	A	+204. 61	−320. 61	+153. 46	−240. 46	5. 45	94. 26	180. 05
		B <sub>l</sub>	−345. 38	+191. 90	−259. 04	+143. 93			
		B <sub>r</sub>	+98. 08	−409. 95	+73. 56	−307. 46	6. 05	182. 39	247. 50
		C	−372. 70	+138. 53	−279. 53	+103. 90		155. 45	211. 50
	跨中	1	204. 61		153. 46				
		2	305. 21		228. 91				
4	支座	A	+195. 69	−310. 34	+146. 77	−232. 76	5. 35	92. 53	176. 53
		B <sub>l</sub>	−317. 69	+177. 84	−238. 76	+138. 38			
		B <sub>r</sub>	+88. 01	−382. 25	+66. 01	−286. 69	5. 95	181. 99	241. 96
		C	−363. 08	+126. 80	−273. 31	+95. 10		153. 82	208. 08
	跨中	1	195. 69		146. 77				
		2	294. 95		221. 21				
1	支座	A	+124. 05	−239. 30	+93. 04	−179. 48	5. 35	92. 53	148. 95
		B <sub>l</sub>	−244. 68	+105. 48	−183. 51	+79. 11			
		B <sub>r</sub>	+33. 76	−327. 54	+25. 32	−245. 66	5. 95	181. 99	221. 12
		C	−297. 73	+59. 94	−233. 30	+44. 96		153. 82	187. 57
	跨中	1	137. 83		103. 37				
		2	285. 92		214. 44				

注: 1. 梁端弯矩以截面下部受拉为正;  
2. 表中跨中 1 为 AB 跨的跨中; 跨中 2 为 BC 跨的跨中。



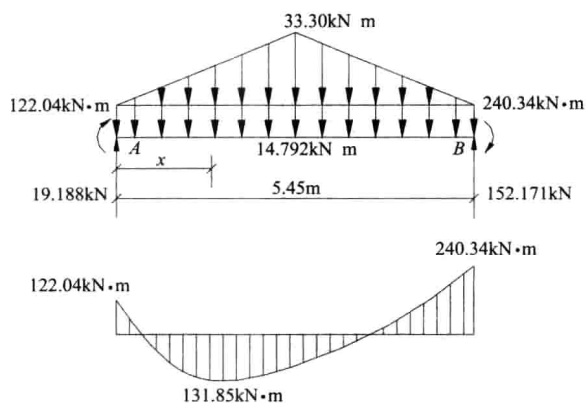


图 4-33 AB 跨跨中最大弯矩

### 3. 框架柱弯矩、轴力及剪力设计值

#### (1) 柱截面内力标准值

恒载、活荷载、风荷载及地震作用下柱各控制截面的弯矩、轴力和剪力值见表 4-46。由于前面在计算活荷载内力时，屋面及楼面均取活荷载 ( $2\text{kN/m}^2$ )，而计算重力荷载代表值产生的内力  $M_{GE}$  及  $N_{GE}$  时，屋面应取雪荷载 ( $0.25\text{kN/m}^2$ )，楼面仍取活荷载 ( $2\text{kN/m}^2$ )。因此，计算各层柱的  $N_{GE}$  时，第 10 层柱取  $N_{Gk} + 0.5$

( $N_{Qk}/8$ )，其他层取  $N_{Gk} + 0.5(N_{Qk} - \frac{7}{8}N_{Qk10})$ ，其中  $N_{Qk10}$  表示第 10 层活荷载产生的柱轴力。例如，对于 A 柱，第 10 层上、下端截面的  $N_{GE}$  分别为

$$N_{GE}^u = 196.97 + 0.5 \times (53.15/8) = 200.29\text{kN}$$

$$N_{GE}^b = 219.47 + 0.5 \times (53.15/8) = 222.79\text{kN}$$

同样，对 A 柱，第 4 层上、下端截面的  $N_{GE}$  分别为

$$N_{GE}^u = 1835.65 + 0.5 \times \left( 377.05 - \frac{7}{8} \times 53.15 \right) = 2000.92\text{kN}$$

$$N_{GE}^b = 1868.35 + 0.5 \times \left( 377.05 - \frac{7}{8} \times 53.15 \right) = 2033.62\text{kN}$$

#### (2) 柱内力设计值

柱端截面弯矩和轴力设计值按式 (2-25) ~ 式 (2-28) 确定。柱端截面剪力设计值，非抗震设计时按式 (2-22) 确定，但式中的  $V$  应为各种荷载作用下的柱端剪力；抗震设计时按式 (2-31) 确定。另外，抗震设计时，柱端弯矩设计值应符合式 (2-29) 的要求。柱端截面组合的内力设计值见表 4-47 ~ 表 4-49。下面以第 4 层 B 轴柱为例，说明如何按式 (2-29) 和式 (2-31) 对柱端弯矩设计值和剪力设计值进行调整。

由表 4-48 可得，在地震组合中，第 4 层柱上端弯矩为  $336.24\text{kN} \cdot \text{m}$ ，第 5 层柱下端弯矩为  $335.63\text{kN} \cdot \text{m}$ ，则节点上、下柱端截面反时针方向组合的弯矩设计值之和为  $671.87\text{kN} \cdot \text{m}$ 。另由表 4-45 可知，节点左、右梁端截面顺时针方向组合的弯矩设计值之和为  $177.84 + 382.25 = 560.09\text{kN} \cdot \text{m}$ 。因节点左、右梁端弯矩之和小于上、下柱端弯矩之和，故可直接将柱端弯矩乘以 1.2，即第 4 层柱上端截面调整后的弯矩设计值  $M_c^u$  为

$$M_c^u = 0.8 \times (1.2 \times 336.24) = 322.79\text{kN} \cdot \text{m}$$

其中 0.8 为  $\gamma_{RE}$ 。

同样，由表 4-48 可得第 4 层柱下端弯矩为  $328.53\text{kN} \cdot \text{m}$ ，第 3 层柱上端弯矩为  $289.74\text{kN} \cdot \text{m}$ ，则节点上、下柱端截面反时针方向组合的弯矩设计值之和为  $618.27\text{kN} \cdot \text{m}$ 。而第 3 层节点左右梁端顺时针方向组合的弯矩设计值之和为  $290.91 + 357.81 = 648.72\text{kN} \cdot \text{m} > 618.07\text{kN} \cdot \text{m}$ ，因此，应将节点左、右梁端截面弯矩之和乘以柱端弯矩

表 4-46

框架柱截面内力标准值汇总表

层次	截面	恒载内力			活载内力			重力荷载 代表值内力		地震内力			风载内力		
		$M_{Gk}$	$N_{Gk}$	$V_{Gk}$	$M_{Qk}$	$N_{Qk}$	$V_{Qk}$	$M_{GE}$	$N_{GE}$	$M_{Ek}$	$N_{Ek}$	$V_{Ek}$	$M_{wk}$	$N_{wk}$	$V_{wk}$
10	A 柱	上	-23.97	196.97	-10.65	-4.34	53.15	-26.14	200.29	±130.44	±44.18	±61.41	±18.68	±6.33	±8.79
		下	-14.21	219.47	-3.50	-14.07	-6.62	-15.96	222.79	±90.65	±7.01	±121.04	±12.98		
	B 柱	上	-70.64	268.26	-35.59	-14.07	69.61	-77.68	272.61	±257.09			±36.82		±17.33
		下	-57.47	300.66	-9.75	-9.75		-62.35	305.01	±178.66			±25.58	±1.00	
	C 柱	上	90.99	219.65	46.24	18.46	57.55	100.22	223.25	±122.95	±37.18	±57.89	±17.61	±5.32	±8.29
		下	75.13	242.15		13.21		81.74	245.75	±85.44			±12.24		
9	A 柱	上	-11.02	470.19	-6.32	-3.18	107.22	-12.61	500.55	±122.40			±17.74	±16.73	±8.96
		下	-11.73	492.69		-3.21		-13.34	523.05	±100.14	±116.35	±61.82	±14.51		
	B 柱	上	-53.89	604.50	-30.24	-6.83	137.49	-57.31	642.79	±241.23	±18.45	±121.84	±34.96	±2.65	±17.66
		下	-54.97	637.30		-7.74		58.84	675.59	±197.37			±28.60		
	C 柱	上	64.23	477.15	36.56	10.01	115.91	69.24	509.93	±115.37	±97.90	±58.27	±16.72	±14.08	±8.44
		下	67.39	499.65		10.95		72.87	532.43	±94.39			±13.68		
8	A 柱	上	-12.30	743.03	-6.79	-3.16	161.14	-13.88	800.35	±121.45			±18.10	±27.78	±9.31
		下	-12.15	765.53		-3.18		-13.74	822.85	±103.46	±191.41	±62.47	±15.42		
	B 柱	上	-56.50	942.61	-31.27	-8.30	205.65	-60.65	1014.98	±239.36	±30.35	±123.13	±35.67	±4.40	±18.35
		下	-56.08	975.01		-8.14		60.15	1047.38	±203.90			±30.39		
	C 柱	上	68.67	733.97	38.06	11.46	174.15	74.40	795.87	±114.47	±161.06	±58.89	±17.06	±23.37	±8.78
		下	68.35	756.47		11.31		74.01	818.37	±97.52			±14.53		
7	A 柱	上	-12.18	1015.98	-6.77	-3.21	215.07	-13.79	1100.26	±112.81	±264.66	±62.67	±17.40	±38.89	±9.67
		下	-12.17	1038.48		-3.20		-13.77	1122.76	±112.81			±17.40		
	B 柱	上	-55.78	1280.18	-30.95	-8.00	273.77	-59.78	1386.61	±222.33	±41.96	±123.52	±34.29	±6.17	±19.05
		下	-55.63	1312.58		-8.00		-59.63	1419.01	±222.33			±34.29		

续表

层次	截面	恒载内力			活载内力			重力荷载代表值内力			地震内力			风载内力		
7	C柱	上	$M_{Gk}$	$N_{Gk}$	$V_{Gk}$	$M_{Qk}$	$N_{Qk}$	$V_{Qk}$	$M_{GE}$	$N_{GE}$	$M_{Ek}$	$N_{Ek}$	$V_{Ek}$	$M_{wk}$	$N_{wk}$	$V_{wk}$
		下	67.97	990.82	37.72	11.21	232.40	6.23	73.58	1081.84	±106.33	±222.70	±59.07	±16.40	±32.73	±9.11
	A柱	上	67.79	1013.32		11.20			73.39	1104.34	±106.33			±16.40		
		下	-12.23	1288.95	-6.92	-3.20	269.01	-1.79	-13.83	1,400.20	±111.17	±340.52	±61.76	±17.76	±50.80	±9.86
6	B柱	上	-12.68	1311.45		-3.25			-14.31	1422.70	±111.17			±17.76		
		下	-53.36	1617.69	-31.65	-8.14	341.89	-4.57	57.43	1758.18	±219.10	±53.99	±121.72	±34.99	±8.05	±19.44
	C柱	上	-48.68	1650.09		-8.31			-52.84	1790.58	±219.10			±34.99		
		下	67.02	1247.71	38.57	11.34	290.65	6.36	72.69	1367.86	±104.78	±286.54	±58.21	±16.74	±42.75	±9.30
5	A柱	上	56.20	1270.21		11.56			61.98	1390.36	±104.78			±16.74		
		下	-10.76	1561.58	-5.33	-3.03	322.91	-1.58	-12.28	1699.78	±106.53	±414.27	±59.13	±17.58	±62.77	±9.77
	B柱	上	-8.42	1584.08		-2.64			-9.74	1722.28	±106.53			±17.58		
		下	-53.36	1955.76	-28.35	-7.72	410.08	-4.06	-57.22	2130.35	±210.07	±65.67	±116.70	±34.67	±9.95	±19.26
	C柱	上	-48.68	1988.16		-6.88			-52.12	2162.75	±210.07			±34.67		
		下	65.02	1504.37	33.68	10.77	348.87	5.64	70.41	1653.63	±100.47	±348.60	±55.82	±16.58	±52.82	±9.21
	A柱	上	56.20	1526.87		9.50			60.95	1676.13	±100.47			±16.58		
		下	-13.06	1835.64	-6.91	-4.38	377.05	-2.28	-15.25	2000.91	±105.10	±484.61	±58.39	±17.86	±74.55	±9.92
4	B柱	上	-11.80	1868.04		-3.82			-13.71	2033.31	±105.10			±17.86		
		下	-67.97	2290.70	-36.10	-9.64	477.81	-5.10	-72.79	2499.15	±191.46	±77.06	±106.37	±32.54	±11.86	±18.08
	C柱	上	-61.99	2328.50		-8.74			-66.36	2536.95	±191.46			±32.54		
		下	81.77	1762.72	43.01	14.04	407.31	7.38	88.79	1941.20	±97.36	±407.55	±54.09	±16.55	±62.69	±9.19
			73.04	1795.12		12.53			79.31	1973.60	±97.36			±16.55		

续表

层次	截面	恒载内力			活载内力			重力荷载 代表值内力		地震内力			风载内力		
		$M_{Gk}$	$N_{Gk}$	$V_{Gk}$	$M_{Qk}$	$N_{Qk}$	$V_{Qk}$	$M_{GE}$	$N_{GE}$	$M_{Ek}$	$N_{Ek}$	$V_{Ek}$	$M_{wk}$	$N_{wk}$	$V_{wk}$
3	A 柱	上	-11.55	2120.36	-6.52	-3.72	431.36	-13.41	2312.79	±91.40	±548.17	±50.78	±15.72	±85.48	±8.73
		下	-11.91	2152.76	-3.67	-3.67	-2.05	-13.75	2345.19	±91.40			±15.72		
	B 柱	上	-56.97	2629.68	-31.79	-8.19	545.24	-61.07	2871.85	±166.51	±87.58	±92.51	±28.63	±13.67	±15.91
		下	-57.49	2667.48	-8.04	-8.04	-4.51	-61.51	2909.65	±166.51			±28.63		
	C 柱	上	68.67	2031.59	38.31	11.68	465.87	74.51	2239.35	±84.67	±460.59	±47.04	±14.56	±71.82	±8.09
		下	69.25	2063.99	-6.36	11.94	-2.12	75.22	2271.75	±84.67			±14.56		
2	A 柱	上	-11.13	2404.97	-35.47	-3.93	485.70	-13.10	2624.57	±82.26	±597.75	±50.78	±10.99	±94.22	±6.79
		下	-11.17	2437.37	-3.68	-3.68	-5.05	-13.01	2656.97	±100.54			±13.44		
	B 柱	上	-61.14	2968.80	-35.47	-9.08	612.70	-65.68	3244.70	±153.19	±95.79	±92.51	±20.47	±15.11	±12.36
		下	-66.56	3006.60	-3.68	-9.09	-5.05	-71.11	3282.50	±179.83			±24.03		
	C 柱	上	72.24	2300.43	41.84	12.11	524.38	78.30	2537.44	±76.21	±501.96	±47.04	±10.18	±79.11	±6.29
		下	78.36	2332.83	-4.40	13.67	-1.37	85.20	2569.84	±93.14			±12.45		
1	A 柱	上	-9.86	2688.99	-4.40	-4.06	540.08	-11.89	2935.78	±50.06	±629.30	±55.63	±3.91	±99.90	±4.34
		下	-5.97	2721.39	-21.07	-0.86	-3.01	-6.40	2968.18	±150.19			±11.73		
	B 柱	上	-49.65	3308.86	-21.07	-8.53	680.32	-53.92	3618.57	±101.26	±100.86	±93.76	±7.91	±16.03	±7.32
		下	-26.22	3346.66	-2.32	-2.32	-3.01	-27.38	3656.37	±236.28			±18.45		
	C 柱	上	60.71	2568.94	25.47	9.53	582.71	65.48	2835.12	±48.64	±528.44	±54.05	±3.80	±83.88	±4.22
		下	30.98	2601.34	-6.25	6.25	4.38	34.11	2867.52	±145.92			±11.39		

注: 1.  $M$  的量纲为  $kN \cdot m$ ,  $N$  和  $V$  的量纲为  $kN$ ;  
 2. 表中上、下表示本层柱的上、下端截面;  
 3. 柱端弯矩以绕柱端截面反时针方向旋转为正, 柱端剪力以顺时针方向为正。

表 4-47

A 轴柱内力组合表

层次	截面	1. $2S_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4S_{wk}$ + $0.7 \times 1.4 S_{Qk}$ 或 $1.0S_{Gk} \pm 1.0$ $\times 1.4S_{wk}$ + $0.7 \times 1.4 S_{Qk}$				1. $2S_{Gk} + 1.0 \times 1.4S_{Qk}$ $\pm 0.6 \times 1.4 S_{wk}$ 或 $1.0S_{Gk} +$ $1.0 \times 1.4S_{Qk}$ $\pm 0.6 \times 1.4 S_{wk}$				1. $3S_{Gk}$ + $0.7 \times$ 1. $4S_{Qk}$				1. $2S_{GE} + 1.3S_{Ek}$				$\gamma_{RE}$ ( $1.2S_{GE} + 1.3S_{Ek}$ )		$\gamma_{RE}(\sum M_c$ $= 1.2\sum M_k)$		$ M _{\max}$ N	$N_{\max}$ M	$N_{\min}$ M
		$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$							
10	上端	M	3.57	-52.56	-8.35	-43.56	-29.29	148.66	-194.67	111.50	-146.00	—	—	—	—	—	—	—	146.00	29.29	111.50			
		N	240.20	297.31	266.07	316.09	318.00	142.85	297.79	107.14	223.34	—	—	—	—	—	—	—	223.34	318.00	107.14			
	下端	M	4.06	-34.56	-4.38	-28.47	-18.09	105.07	-133.16	78.80	-99.87	—	—	—	—	—	—	—	99.87	18.09	78.80			
		N	262.70	324.31	288.57	343.09	348.37	165.35	324.79	124.01	243.59	—	—	—	—	—	—	—	243.59	348.37	124.01			
		V	-0.47	-27.23	-6.32	-23.22	-16.51	91.63	-118.38	77.88	-100.63	—	—	—	—	—	—	—	—	100.63	—	—		
9	上端	M	13.52	-37.90	2.52	-29.04	-14.39	149.03	-171.22	119.22	-136.98	-171.54	171.54	14.39	119.22	—	—	—	171.54	14.39	119.22			
		N	551.84	692.73	606.24	728.39	739.83	349.30	751.91	279.44	601.53	601.53	601.53	601.53	739.83	279.44	601.53	601.53	739.83	279.44				
	下端	M	8.42	-34.09	-0.79	-27.05	-15.19	119.52	-142.99	95.62	-114.39	-142.69	142.69	15.19	95.62	—	—	—	142.69	15.19	95.62			
		N	574.34	719.73	628.74	755.39	770.21	371.80	778.91	297.44	623.13	623.13	623.13	623.13	770.21	297.44	623.13	623.13	770.21	297.44				
		V	-31.48	-21.86	-1.27	-17.59	-10.27	96.98	-113.47	82.43	-96.45	-120.56	120.56	—	—	—	—	—	—	120.56	—	—		
8	上端	M	13.02	-39.62	1.82	-30.55	-15.76	146.78	-171.21	117.42	-136.97	-170.85	170.85	15.76	117.42	—	—	—	170.85	15.76	117.42			
		N	862.06	1088.44	945.29	1140.57	1161.01	551.52	1209.24	441.22	967.39	967.39	967.39	967.39	1161.01	441.22	967.39	967.39	1161.01	441.22				
	下端	M	9.37	-35.74	-0.33	-28.18	-15.62	123.50	-147.68	98.80	-118.15	-147.76	147.76	15.62	98.80	—	—	—	147.76	15.62	98.80			
		N	884.56	1115.44	967.79	1167.57	1191.38	574.02	1236.24	459.22	988.99	988.99	988.99	988.99	1191.38	459.22	988.99	988.99	1191.38	459.22				
		V	4.52	-22.91	-1.43	-18.43	-10.89	97.60	-115.15	82.96	-97.88	-122.25	122.25	—	—	—	—	—	—	122.25	—	—		
7	上端	M	12.10	-38.57	1.28	-29.90	-15.67	135.62	-159.88	108.50	-127.91	-159.97	159.97	15.67	108.50	—	—	—	159.97	15.67	108.50			
		N	1172.30	1484.39	1284.41	1552.94	1582.34	756.21	1664.37	604.97	1331.50	1331.50	1331.50	1331.50	1582.34	604.97	1331.50	1331.50	1582.34	604.97				
	下端	M	12.11	-38.55	1.29	-29.88	-15.65	135.63	-159.87	108.51	-127.90	-159.34	159.34	15.65	108.51	—	—	—	159.34	15.65	108.51			
		N	1194.80	1511.39	1306.91	1579.94	1612.72	778.71	1691.37	622.97	1353.10	1353.10	1353.10	1353.10	1612.72	622.97	1353.10	1353.10	1612.72	622.97				
		V	5.02	-23.40	-1.14	-18.73	-10.88	97.95	-115.47	83.26	-98.15	-122.51	122.51	—	—	—	—	—	—	122.51	—	—		

续表

层次	截面	$1.2S_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4S_{wk}$ 或 $1.0S_{Gk} \pm 1.0$ $\times 1.4S_{wk}$ 或 $1.0S_{Gk} \pm 1.0$ $\times 1.4S_{wk}$		$1.2S_{Gk} + 1.0 \times 1.4S_{wk}$ $\pm 0.6 \times 1.4S_{wk}$ 或 $1.0S_{Gk} +$ $1.0 \times 1.4S_{wk}$		$1.35S_{Gk}$ + $0.7 \times$ $1.4S_{Qk}$	$1.2S_{GE} + 1.3S_{Ek}$	$Y_{RE}$ ( $1.2S_{GE} + 1.3S_{Ek}$ )		$Y_{RE}(\sum M_e)$ $= 1.2\sum M_0$	$ M _{max}$ $N$	$N_{max}$ $M$	$N_{min}$ $M$	
		$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$									
		$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$									
6	上端	M	12.56	-39.11	1.55	-30.24	-15.72	133.45	-157.80	106.76	-126.24	157.27	15.72	106.76
		N	1481.46	1881.49	1622.89	1966.03	2003.71	957.52	2122.92	766.02	1698.34	1698.34	2003.71	766.02
	下端	M	12.17	-39.58	1.13	-30.73	-16.24	133.07	-158.25	106.46	-126.60	158.28	16.24	106.46
		N	1503.96	1908.49	1645.39	1993.03	2034.09	980.02	2149.92	784.02	1719.94	1719.94	2034.09	784.02
5	上端	V	-79.79	-23.87	-1.14	-19.10	-11.10	96.25	-114.13	81.81	-97.01	-121.07	121.07	
		M	13.63	-37.32	2.77	-28.49	-14.00	128.67	-150.27	102.93	-120.22	150.30	14.00	102.93
	下端	N	1790.15	2278.23	1960.93	2378.70	2424.58	1161.23	2578.29	928.98	2062.63	2062.63	2424.58	928.98
		M	15.81	-34.77	5.08	-25.81	-11.16	130.69	-147.84	104.56	-118.27	147.26	11.16	104.56
4	上端	N	1812.65	2305.23	1983.43	2405.70	2454.96	1183.73	2605.29	946.98	2084.23	2084.23	2454.96	946.98
		V	6.80	-21.62	0.66	-16.81	-8.74	93.66	-107.65	79.61	-91.50	-114.17	114.17	
	下端	M	11.13	-40.98	-0.35	-32.45	-17.54	124.43	-151.27	99.54	-121.01	150.67	17.54	99.54
		N	2100.78	2676.64	2300.89	2793.26	2847.62	1370.92	3031.09	1096.73	2424.87	2424.87	2847.62	1096.73
3	上端	M	12.57	-39.33	1.29	-30.61	-15.74	125.66	-149.79	100.53	-119.83	150.61	15.74	100.53
		N	2133.18	2715.52	2333.29	2832.14	2891.36	1403.32	3069.97	1122.65	2455.98	2455.98	2891.36	1122.65
	下端	V	4.75	-24.42	-1.77	-19.82	-11.56	90.31	-108.71	76.76	-92.41	-115.60	115.60	
		M	9.85	-36.01	-0.20	-28.46	-15.39	108.09	-131.70	86.48	-105.36	132.42	15.39	86.48
3	上端	N	2423.42	3086.84	2652.46	3220.14	3285.22	1600.16	3487.97	1280.13	2790.37	2790.37	3285.22	1280.13
		M	9.60	-36.32	-0.44	-28.75	-15.74	107.83	-132.02	86.26	-105.61	134.88	15.74	86.26
	下端	N	2455.82	3125.72	2684.86	3259.02	3328.96	1632.56	3526.85	1306.05	2821.48	2821.48	3328.96	1306.05
		V	-128.21	-22.06	-2.06	-18.03	-10.81	77.97	-95.23	66.28	-80.95	-102.56	102.56	

续表

层次	截面	$1.2S_{Gk} \pm 1.0 \times 1.4S_{wk}$ + $0.7 \times 1.4S_{Qk}$ 或 $1.0S_{Gk} \pm 1.0$ $\times 1.4S_{wk}$ + $0.7 \times 1.4S_{Qk}$						$1.2S_{Gk} + 1.0 \times 1.4S_{Qk}$ $\pm 0.6 \times 1.4S_{wk}$ 或 $1.0S_{Gk} +$ $1.0 \times 1.4S_{Qk}$ $\pm 0.6 \times 1.4S_{wk}$		$1.35S_{Gk}$ + $0.7 \times$ $1.4S_{Qk}$		$1.2S_{GE} + 1.3S_{Ek}$		$\gamma_{RE}$ ( $1.2S_{GE} + 1.3S_{Ek}$ )		$\gamma_{RE}(\sum M_c)$ $= 1.2 \sum M_0$		$ M _{\max}$ N	$N_{\max}$ M	$N_{\min}$ M
		$\rightarrow$		$\leftarrow$		$\rightarrow$		$\leftarrow$		$\rightarrow$		$\leftarrow$		$\rightarrow$		$\leftarrow$				
2	上端	M	3.40	-29.15	-4.07	-24.32	-15.10	96.46	-119.51	77.17	-95.61	-122.10	122.10	15.10	77.17					
		N	2749.04	3493.86	3005.80	3645.09	3722.70	1847.49	3926.55	1477.99	3141.24	3141.24	3141.24	3722.70	1477.99					
	下端	M	6.99	-32.42	-1.77	-26.13	-14.95	120.30	-143.19	96.24	-114.56	-149.73	149.73	14.95	96.24					
		N	2781.44	3532.74	3038.20	3683.97	3766.44	1879.89	3965.43	1503.91	3172.35	3172.35	3172.35	3766.44	1503.91					
		V	1.06	-19.21	-3.63	-16.30	-10.66	78.27	-94.87	66.53	-80.64	-104.30	104.30							
1	上端	M	-5.60	-18.12	-9.15	-17.30	-13.83	55.57	-76.50	44.46	-61.20	-79.99	79.99	13.83	44.46					
		N	3078.41	3895.93	3361.18	4066.82	4159.41	2117.69	4341.02	1694.15	3472.82	3472.82	4341.02	4159.41	1694.15					
	下端	M	10.97	-22.82	4.11	-16.54	-7.12	190.12	-201.39	152.10	-161.11	-241.67	241.67	7.12	152.10					
		N	3110.81	3934.81	3393.58	4105.70	4203.15	2150.09	4379.90	1720.07	3503.92	3503.92	3503.92	4203.15	1720.07					
		V	0.34	-12.70	-2.67	-10.85	-7.28	88.72	-100.35	75.41	-85.30	-123.41	123.41							

注: 1. 表中  $M$  (kN·m),  $N$  (kN),  $V$  (kN);  
2. 柱端弯矩以反时针方向为正, 剪力以顺时针方向为正。

表 4-48

B 轴柱内力组合表

层数	截面	$1.35S_{Gk}+0.7 \times 1.4S_{Qk}$	$1.2S_{GE}+1.3S_{Ek}$		$\gamma_{RE}(1.2S_{GE}+1.3S_{Ek})$		$\gamma_{RE}$ ( $\sum M_c = 1.2\sum M_0$ )	$ M _{max}$	$N_{max}$	$N_{min}$
			$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$		$N$	$M$	
10	上端	M	241.01	-427.43	192.81	-341.94		341.94	84.50	341.94
		N	336.24	318.03	268.99	254.42		254.42	416.96	254.42
	下端	M	157.44	-307.07	125.95	-245.65		245.65	67.41	245.65
		N	375.12	356.91	300.10	285.53		285.53	459.08	285.53
9	上端	V	110.68	-204.03	94.08	-173.42		173.42		
		M	244.84	-382.37	195.87	-305.90		367.08	61.40	305.90
	下端	N	795.33	747.37	636.26	597.90		597.90	920.59	597.90
		M	185.98	-327.19	148.78	-261.75		271.74	63.24	271.74
8	上端	N	834.69	786.73	667.75	629.38		629.38	963.23	629.38
		V	119.67	-197.10	101.72	-167.54		167.54		
	下端	M	238.39	-383.95	190.71	-307.16		368.59	65.27	307.16
		N	1257.43	1178.53	1005.94	942.82		942.82	1426.93	942.82
7	上端	M	192.89	-337.25	154.31	-269.80		278.24	64.70	278.24
		N	1296.31	1217.41	1037.05	973.93		973.93	1469.05	973.93
	下端	V	119.80	-200.33	101.83	-170.28		206.08		
		M	217.30	-360.77	173.84	-288.62		294.73	64.28	288.62
6	上端	N	1718.48	1609.39	1374.78	1287.51		1287.51	1932.53	1287.51
		M	217.48	-360.59	173.98	-288.47		346.16	64.13	288.47
	下端	N	1757.36	1648.27	1405.89	1318.61		1318.61	1974.65	1318.61
		V	120.77	-200.38	102.66	-170.32		191.34		
5	上端	M	215.92	-353.75	172.73	-283.00		299.84	61.88	299.84
		N	2180.00	2039.63	1744.00	1631.71		1631.71	2438.05	1631.71
	下端	M	221.43	-348.23	177.14	-278.59		334.31	57.14	278.59
		N	2218.88	2078.51	1775.10	1662.81		1662.81	2480.17	1662.81
4	上端	V	121.48	-194.99	103.26	-165.75		192.35		
		M	221.48	-194.99	103.26	-165.75		192.35		
	下端	N	221.48	-194.99	103.26	-165.75		192.35		
		V	221.48	-194.99	103.26	-165.75		192.35		



续表

层数	截面	1.35S <sub>Gk</sub> +0.7 ×1.4S <sub>Qk</sub>	1.2S <sub>GE</sub> +1.3S <sub>EK</sub>		γ <sub>RE</sub> (1.2S <sub>GE</sub> +1.3S <sub>EK</sub> )		γ <sub>RE</sub> (ΣM <sub>c</sub> = 1.2ΣM <sub>b</sub> )	M  <sub>max</sub>	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>
			→	←	→	←				
5	上端	M	204.42	-341.75	163.54	-273.40	328.08	328.08	61.55	273.40
		N	2641.79	2471.04	2113.43	1976.84	1976.84	1976.84	2944.37	1976.84
	下端	M	210.54	-335.63	168.43	-268.50	322.2	322.2	56.02	268.50
		N	2680.67	2509.92	2144.53	2007.94	2007.94	2007.94	2986.49	2007.94
		V	115.27	-188.16	97.98	-159.94	182.12	182.12		
4	上端	M	161.55	-336.24	129.24	-269.00	322.79	322.79	78.25	269.00
		N	3099.16	2898.80	2479.33	2319.04	2319.04	2319.04	3446.16	2319.04
	下端	M	169.26	-328.53	135.41	-262.82	330.92	330.92	-71.32	262.82
		N	3144.52	2944.16	2515.62	2355.33	2355.33	2355.33	3495.30	2355.33
		V	91.89	-184.66	78.11	-156.96	277.83	277.83		
3	上端	M	143.19	-289.74	114.55	-231.80	268.59	268.59	65.67	268.59
		N	3560.07	3332.36	2848.06	2665.89	2665.89	2665.89	3952.92	2665.89
	下端	M	142.65	-290.28	114.12	-232.22	278.66	278.66	66.09	232.22
		N	3605.43	3377.72	2884.34	2702.18	2702.18	2702.18	4002.06	2702.18
		V	79.40	-161.12	67.49	-136.95	174.56	174.56		
2	上端	M	120.33	-277.97	96.27	-222.37	228.29	228.29	70.70	228.29
		N	4459.89	3769.11	3214.53	3015.29	3015.29	3015.29	4459.89	3015.29
	下端	M	148.46	-319.11	118.77	-255.29	306.35	306.35	76.35	255.29
		N	4063.52	3814.47	3250.81	3051.58	3051.58	3051.58	4509.03	3051.58
		V	74.66	-165.85	63.46	-140.98	157.32	157.32		
1	上端	M	66.94	-196.34	53.55	-157.07	164.06	164.06	58.32	164.06
		N	4473.40	4211.16	3578.72	3368.93	3368.93	3368.93	4968.23	3368.93
	下端	M	274.31	-340.02	219.44	-272.01	408.02	408.02	29.09	408.02
		N	4518.76	4256.52	3615.01	3405.21	3405.21	3405.21	5017.37	3405.21
		V	94.79	-148.99	80.57	-126.64	202.61	202.61		

注：1. 表中 M 单位为 kN·m，N 单位为 kN。

2. 柱端弯矩以反时针方向为正，剪力以顺时针方向为正。

表 4-49

C 轴柱内力组合表

层次	截面	$1.35S_{Gk}+0.7 \times 1.4S_{Qk}$	$1.2S_{GE}+1.3S_{Ek}$		$\gamma_{RE}(1.2S_{GE}+1.3S_{Ek})$		$\gamma_{RE}$ ( $\sum M_c = 1.2 \sum M_b$ )	$ M _{max}$		$N_{max}$	$N_{min}$
			$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$		$N$			
10	上端	M	112.74	256.05	-79.66	192.04	-59.75	192.04		112.74	59.75
		N	352.93	316.23	174.91	237.17	131.19	237.17		352.93	131.19
	下端	M	91.50	189.54	-45.69	142.15	-34.26	142.15		91.50	34.26
		N	383.30	343.23	197.41	257.42	148.06	257.42		383.30	148.06
		V	71.05	160.91	-45.26	136.77	-38.47	136.77			
9	上端	M	77.22	216.45	-94.59	173.16	-75.67	190.46		77.22	75.67
		N	757.74	739.18	382.66	591.35	306.12	591.35		757.74	306.12
	下端	M	81.37	192.66	-64.42	154.13	-51.54	169.52		81.37	51.54
		N	788.12	766.18	405.16	612.95	324.12	612.95		788.12	324.12
		V	55.06	147.73	-57.42	125.57	-48.81	138.11			
8	上端	M	83.15	220.24	-89.30	176.19	-71.44	193.78		83.15	71.44
		N	1161.53	1164.42	586.49	931.53	469.19	931.53		1161.53	469.19
	下端	M	82.69	197.81	-67.57	158.25	-54.05	174.03		82.69	54.05
		N	1191.90	1191.42	608.99	953.13	487.19	953.13		1191.90	487.19
		V	57.58	150.96	-56.64	128.32	-48.15	141.12			
7	上端	M	82.20	208.86	-79.37	167.09	-63.50	183.75		82.20	63.50
		N	1565.36	1587.72	792.33	1270.18	633.87	1270.18		1565.36	633.87
	下端	M	81.99	208.68	-79.52	166.95	-63.61	184.35		81.99	63.61
		N	1595.73	1614.72	814.83	1291.78	651.87	1291.78		1595.73	651.87
		V	57.03	150.78	-57.38	128.16	-48.77	141.23			
6	上端	M	81.27	206.00	-78.07	164.80	-62.45	181.98		81.27	62.45
		N	1969.25	2013.93	995.36	1611.14	796.29	1611.14		1969.25	796.29
	下端	M	69.76	195.72	-86.63	156.57	-69.31	178.03		69.76	69.31
		N	1999.62	2040.93	1017.86	1632.74	814.29	1632.74		1999.62	814.29
		V	58.30	145.07	-59.47	123.31	-50.55	138.13			

续表

层次	截面	$1.35S_{Gk}+0.7 \times 1.4S_{Qk}$	$1.2S_{GE}+1.3S_{Ek}$		$\gamma_{RE}(1.2S_{GE}+1.3S_{Ek})$		$\gamma_{RE}(\sum M_c = 1.2\sum M_b)$	$ M _{max}$ N	$N_{max}$ M	$N_{min}$ M
			$\rightarrow$	$\leftarrow$	$\rightarrow$	$\leftarrow$				
5	上端	M	78.67	198.20	-74.29	158.56	-59.43	180.29	78.67	59.43
		N	2372.79	2437.53	1200.44	1950.03	960.36	1950.03	2372.79	960.36
	下端	M	68.14	189.13	-81.85	151.30	-65.48	164.41	68.14	65.48
		N	2403.17	2464.53	1222.94	1971.63	978.36	1971.63	2403.17	978.36
		V	51.00	139.87	-56.39	118.89	-47.93	132.26	132.26	
4	上端	M	99.32	211.81	-55.54	169.45	-44.43	184.13	99.32	44.43
		N	2778.84	2859.25	1411.38	2287.40	1129.11	2287.40	2778.84	1129.11
	下端	M	88.71	202.70	-63.12	162.16	-50.50	176.41	88.71	50.50
		N	2822.58	2898.13	1443.78	2318.50	1155.03	2318.50	2822.58	1155.03
		V	65.30	149.68	-42.85	127.23	-36.42	138.33	138.33	
3	上端	M	83.32	181.61	-50.47	145.28	-40.37	158.05	83.32	40.37
		N	3199.20	3285.98	1640.58	2628.79	1312.46	2628.79	3199.20	1312.46
	下端	M	84.15	182.29	-49.90	145.83	-39.92	158.51	84.15	39.92
		N	3242.94	3324.86	1672.98	2659.89	1338.38	2659.89	3242.94	1338.38
		V	58.15	131.41	-36.24	111.69	-30.81	121.46	121.46	
2	上端	M	87.51	174.23	-36.43	139.38	-29.15	151.51	87.51	29.15
		N	3619.47	3697.48	1884.89	2957.99	1507.91	2957.99	3619.47	1507.91
	下端	M	95.35	202.87	-52.93	162.30	-42.34	176.27	95.35	42.34
		N	3663.21	3736.36	1917.29	2989.09	1533.83	2989.09	3663.21	1533.83
		V	63.51	136.18	-32.27	115.75	-27.43	125.76	125.76	
1	上端	M	73.04	126.09	-10.85	100.87	-8.68	109.56	73.04	8.68
		N	4039.12	4089.11	2148.15	3271.29	1718.52	3271.29	4039.12	1718.52
	下端	M	38.36	222.44	-162.42	177.95	-129.93	266.93	38.36	129.93
		N	4082.86	4127.99	2180.55	3302.39	1744.44	3302.39	4082.86	1744.44
		V	38.68	125.86	-62.57	106.98	-53.18	60.38	60.38	

注: 1. 表中  $M$  (kN·m),  $N$  (kN),  $V$  (kN);  
 2. 柱端弯矩以反时针方向为正, 剪力以顺时针方向为正。

增大系数 1.2, 再按节点上、下柱端的组合弯矩比例分配给柱端, 即第 4 层柱下端截面调整后的弯矩设计值  $M_c^b$  为

$$M_c^b = 0.8 \times \left( \frac{328.53}{328.53 + 289.74} \right) \times (1.2 \times 648.72) = 330.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由式 (2-31) 得调整后柱端剪力设计值为

$$V = 0.85 \times 1.2 \times \left( \frac{322.79 + 330.92}{0.8 \times 3.0} \right) = 277.83 \text{ kN}$$

另外, 因第 10 层柱的轴压比小于 0.15, 故弯矩和轴力的  $\gamma_{RE}$  取 0.75, 且不需按式 (2-29) 进行柱端弯矩设计值的调整。

从表 4-47 可见, 对 A 轴柱来说, 柱截面不利内力  $|M|_{\max}$ ,  $N$ ;  $N_{\max}$ ,  $M$ ;  $N_{\min}$ ,  $M$  仅取自  $(1.2S_{GE} + 1.3S_{Ek})$  和  $(1.35S_{Gk} + 0.7 \times 1.4S_{Qk})$  两种组合, 故组合 B 柱和 C 柱内力时, 只考虑了上述两种组合, 见表 4-48 和表 4-49。

4. 剪力墙弯矩、轴力及剪力设计值

剪力墙弯矩、轴力及剪力设计值的组合方法与柱相似。由表 4-47~表 4-49 的组合结果来看, 对本例来说, 除考虑地震作用效应的组合和非地震组合中  $(1.35S_{Gk} + 0.7 \times 1.4S_{Qk})$  外, 其余组合项均不起控制作用。因此, 在剪力墙内力组合中仅考虑上述两种组合。

(1) 剪力墙内力标准值

为了便于计算, 将⑥轴线剪力墙 1、4、7、10 层的内力标准值汇总于表 4-50, 其中竖向荷载内力取自图 4-32, 水平地震内力取自表 4-34 和表 4-35。在恒载内力  $N_{Gk}$  中, 计入了剪力墙的自重。每层剪力墙的自重: 1~4 层为 172.8kN; 5~10 层为 153kN。

⑥轴线剪力墙内力标准值 表 4-50

层次	截面	恒载内力		活载内力		重力荷载代表值内力		地震内力(—→)		
		$M_{Gk}$	$N_{Gk}$	$M_{Qk}$	$N_{Qk}$	$M_{GE}$	$N_{GE}$	$M_{Ek}$	$N_{Ek}$	$V_{Ek}$
10	上	-334.58	448.41	-9.51	15.49	-339.34	465.16	0	-95.99	-157.18
	下	-334.58	601.41	-9.51	15.49	-339.34	609.16	714.05	-95.99	91.73
7	上	-1275.95	2356.44	-222.12	384.17	-1387.01	2548.53	-276.95	-388.15	509.41
	下	-1275.95	2509.44	-222.12	384.17	-1387.01	2700.03	-1825.75	-388.15	689.27
4	上	-2213.89	4265.06	-434.26	757.76	-2431.02	4643.94	-6825.99	-663.09	1016.77
	下	-2213.89	4437.86	-434.26	757.76	-2431.02	4816.74	-10264.39	-663.09	1204.65
1	上	-3113.60	6226.67	-641.44	1125.40	-3434.32	6789.37	-19153.58	-824.43	1491.77
	下	-3113.60	6399.47	-641.44	1125.40	-3434.32	6962.17	-24730.22	-824.43	1666.26

注: 1. 表中上、下表示各层剪力墙的上、下端截面;  
2. 弯矩的量纲为  $\text{kN} \cdot \text{m}$ , 轴力和剪力的量纲为  $\text{kN}$ ;  
3. 弯矩以剪力墙截面 B 侧边缘受拉为正, 轴力以受压为正; 表中地震内力正、负号为左震作用下的情况。

(2) 剪力墙内力设计值

剪力墙内力组合方法与柱相同, 结果见表 4-51。下面说明剪力墙内力调整方法。

由于  $36/10=3.6\text{m}$ , 底部两层高度为 7.2m, 故底部加强部位的高度取 7.2m。因本工程的剪力墙为一级抗震等级, 所以底部加强部位 (第 1、2 层) 剪力墙的弯矩设计值直接取组合的弯矩设计值; 底部加强部位以上 (第 3~10 层) 剪力墙的弯矩设计值取 1.2 倍的

⑥轴墙剪力墙内力组合表

表 4-51

层数	截面	$1.35S_{Gk} + 0.7 \times 1.4S_{Qk}$	$1.2S_{GE} + 1.3S_{Ek}$			$\gamma_{RE}(1.2S_{GE} + 1.3S_{Ek})$			设计值调整	$ M _{max}$ N	$N_{max}$ M	$N_{min}$ M
			→	←	←	→	→	←				
10	上端	M	-461.00	-407.21	-407.21	-346.13	-346.13	-346.13	415.36	461.00	461.00	415.36
		N	620.53	433.41	682.98	580.53	580.53	580.53	368.40	620.53	620.53	368.40
		V	—	204.33	—	173.68	173.68	173.68	173.68	173.68	173.68	173.68
	下端	M	-461.00	521.06	-1335.47	442.90	-1135.15	1362.18	1362.18	1362.18	461.00	1362.18
		N	827.08	606.21	855.78	515.28	727.41	727.41	727.41	727.41	827.08	727.41
		V	—	119.25	—	101.36	101.36	101.36	101.36	101.36	101.36	101.36
7	上端	M	-1940.21	-2024.45	-1304.38	-1720.78	-1108.72	2064.94	2064.94	2064.94	1940.21	2064.94
		N	3557.68	2553.64	3562.83	2170.59	3028.41	2170.59	2170.59	2170.59	3557.68	2170.59
		V	—	662.23	—	562.90	562.90	562.90	562.90	562.90	562.90	562.90
	下端	M	-1940.21	-4037.89	709.06	-3432.21	602.70	4118.65	4118.65	4118.65	1940.21	4118.65
		N	3764.23	2735.44	3744.63	2325.12	3182.94	2325.12	2325.12	2325.12	3764.23	2325.12
		V	—	896.05	—	761.64	761.64	761.64	761.64	761.64	761.64	761.64
4	上端	M	-3414.33	-11791.01	5956.56	-10022.36	5063.8	12026.83	12026.83	12026.83	3414.33	12026.83
		N	6500.44	4710.71	6434.75	4004.10	5469.54	4004.10	4004.10	4004.10	6500.44	4004.10
		V	—	1321.80	—	1123.53	1123.53	1123.53	1123.53	1123.53	1123.53	1123.53
	下端	M	-3414.33	-16260.93	10426.48	-13821.79	8862.51	16586.15	16586.15	16586.15	3414.33	16586.15
		N	6733.72	4918.07	6642.11	4180.36	5645.79	4180.36	4180.36	4180.36	6733.72	4180.36
		V	—	1566.05	—	1331.14	1331.14	1331.14	1331.14	1331.14	1331.14	1331.14
1	上端	M	-4831.97	-29020.84	20778.47	-24667.71	17661.70	—	—	-24667.71	4831.97	-24667.71
		N	9508.90	7075.49	9219.00	6014.17	7836.15	—	—	6014.17	9508.90	6014.17
		V	—	1939.30	—	1648.41	1648.41	—	—	—	2637.45	—
	下端	M	-4831.97	-36270.47	28028.10	-30829.90	23823.89	30829.90	30829.90	30829.90	4831.97	30829.90
		N	9742.18	7282.85	9426.63	6190.42	8012.64	6190.42	6190.42	6190.42	9742.18	6190.42
		V	—	2166.14	—	1841.22	1841.22	2945.95	2945.95	2945.95	2945.95	2945.95

注：弯矩的量纲为  $kN \cdot m$ ，轴力和剪力的量纲为  $kN$ 。

组合弯矩设计值。

底部加强部位的剪力设计值按式（3-85）确定，即

$$\gamma_{RE}V_w=0.85\times1.6\times2166.14=2945.95\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\gamma_{RE}V_w=0.85\times1.6\times1939.30=2637.45\text{kN}\cdot\text{m}$$

上述弯矩设计值和剪力设计值均考虑了承载力抗震调整系数。

其他部位剪力墙的剪力设计值取考虑地震作用组合的剪力设计值。

5. 连梁弯矩及剪力设计值

连梁的内力组合方法与框架梁相同，这里仅对⑥轴线连梁内力进行组合，其余连梁从略。

（1）连梁支座边缘截面内力标准值

连梁支座边缘截面的弯矩和剪力见表 4-52，其中竖向荷载作用下连梁支座处的内力取自图 4-31 和表 4-42，水平荷载作用下的内力取自表 4-34。

⑥轴线连梁支座边缘截面内力标准值 表 4-52

层次	截面	恒载内力		活载内力		重力荷载代表值 内力 $M_{GE}$	地震内力 $\pm M_{Ek}$
		$M_{Gk}$	$V_{Gk}$	$M_{Qk}$	$V_{Qk}$		
10	B	-187.05	131.27	-5.86	4.10	-189.98	±314.81
	C	-76.22	84.12	-2.72	2.77	-77.58	±290.88
7	B	-214.81	149.03	-44.82	31.81	-237.22	±321.21
	C	-115.49	110.94	-25.67	23.13	-128.33	±296.80
4	B	-210.66	147.15	-44.25	31.55	-232.79	±272.31
	C	-117.48	112.21	-25.56	23.39	-130.26	±246.48
1	B	-210.02	146.87	-44.13	31.50	-232.09	±100.42
	C	-118.63	112.49	-25.78	23.44	-131.52	±90.90

注：1. 弯矩的量纲为  $\text{kN}\cdot\text{m}$ ，剪力的量纲为  $\text{kN}$ ；  
2. 弯矩以截面下部受拉为正，剪力以向上为正。

（2）连梁内力设计值

在水平地震作用下，连梁受力较大。因此，对连梁仅考虑有地震作用效应的组合。梁端弯矩设计值按式（2-19）和式（2-21）计算，其中  $M_{GE}$  应乘以弯矩调整系数 0.8；梁端剪力设计值按式（2-23）计算。1、4、7、10 层连梁内力设计值见表 4-53。

⑥轴线连梁内力组合表 表 4-53

层次	截面		$M(\text{kN} \cdot \text{m})$				$V(\text{kN})$		
			$1.2M_{\text{GE}}+1.3M_{\text{Ek}}$		$\gamma_{\text{RE}}(1.2M_{\text{GE}}+1.3M_{\text{Ek}})$		$\eta_{\text{vb}}(M_{\text{b}}^{\text{f}}+M_{\text{b}}^{\text{r}})/l_{\text{n}}+V_{\text{Gb}}$		
			$\longrightarrow$	$\longleftarrow$	$\longrightarrow$	$\longleftarrow$	$l_{\text{n}}$	$V_{\text{Gb}}$	$\gamma_{\text{KE}}V$
10	支座	B	+257.27	-591.63	+192.95	-443.72	6.05	141.22	273.07
		C	-452.62	+316.08	-339.47	+237.06		113.55	216.20
	跨中		316.08		237.04			—	—
7	支座	B	+277.80	-645.30	+208.35	-483.98	6.05	182.39	311.57
		C	-509.04	+283.18	-381.78	+212.39		155.45	264.79
	跨中		386.21		289.66			—	—

续表

层次	截面		$M(kN \cdot m)$				$V(kN)$		
			$1.2M_{GE}+1.3M_{Ek}$		$\gamma_{RE}(1.2M_{GE}+1.3M_{Ek})$		$\eta_{vb}(M_b^l+M_b^r)/l_n+V_{Gb}$		
			$\longrightarrow$	$\longleftarrow$	$\longrightarrow$	$\longleftarrow$	$l_n$	$V_{Gb}$	$\gamma_{kEV}$
4	支座	B	+168.41	-578.12	+126.31	-433.59	5.95	181.99	290.86
		C	-445.47	+216.22	-334.10	+162.17		153.82	235.98
	跨中		313.79		235.34		—	—	
1	支座	B	-55.13	-353.35	-41.35	-265.01	5.95	181.99	217.49
		C	-244.43	+12.95	-183.32	+9.71		153.82	172.65
	跨中		250.78		188.09		—	—	

注：表中弯矩以截面下部受拉为正，剪力以向上为正。

#### 4.4.8 构件截面设计

##### 1. 框架梁

梁正截面、斜截面设计方法见 2.6.2 节。下面以⑤轴线第 4 层 AB 跨梁为例，说明计算方法，其余梁配筋计算结果见表 4-54（纵筋）和表 4-55（箍筋）。

框架梁纵向钢筋计算表

表 4-54

层次	截面		M	$\xi$	A <sub>s</sub> '	A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub> '/A <sub>s</sub>	ρ(%)	实配钢筋(A <sub>s</sub> )
10	支座	A	-146.27	0.029<0.143	509	781	0.65	0.47	2Φ20+2Φ18(1137)
		B <sub>l</sub>	-180.26	0.048<0.143	509	963	0.53	0.57	2Φ20+2Φ18(1137)
	跨中		93.78	0.0079		467		0.28	2Φ18(509)
	支座	B <sub>r</sub>	-205.51	0.016<0.143	942	1098	0.86	0.65	2Φ20+2Φ18(1137)
		C	-169.52	-0.004<0.143	942	906	1.04	0.54	2Φ20+2Φ18(1137)
	跨中		168.54	0.0129		841		0.50	3Φ20(942)
7	支座	A	-240.46	0.056<0.143	763	1285	0.59	0.76	2Φ22+2Φ20(1388)
		C	-259.04	0.067<0.143	763	1384	0.55	0.82	2Φ22+2Φ20(1388)
	跨中		153.46	0.0129		766		0.46	3Φ18(763)
	支座	B <sub>r</sub>	-307.46	0.054<0.143	1140	1642	0.69	0.98	2Φ25+2Φ22(1742)
		C	-279.53	0.038<0.143	1140	1493	0.76	0.89	4Φ22(1521)
	跨中		228.91	0.0175		1146		0.68	3Φ22(1140)
4	支座	A	-232.76	0.051<0.143	763	1275	0.61	0.74	2Φ22+2Φ20(1388)
		B <sub>l</sub>	-238.76	0.055<0.143	763	1275	0.60	0.76	2Φ22+2Φ20(1388)
	跨中		146.77	0.0123		713		0.44	3Φ18(763)
	支座	B <sub>r</sub>	-286.69	0.042<0.143	1140	1531	0.74	0.91	2Φ25+2Φ20(1610)
		C	-273.31	0.034<0.143	1140	1460	0.78	0.87	2Φ25+2Φ20(1610)
	跨中		221.21	0.0169		1107		0.66	3Φ22(1140)
1	支座	A	-179.48	0.035<0.143	628	959	0.66	0.57	2Φ20+2Φ18(1137)
		B <sub>l</sub>	-183.51	0.037<0.143	628	980	0.64	0.58	2Φ20+2Φ18(1137)
	跨中		103.37	0.0087		515		0.31	3Φ18(763)
	支座	B <sub>r</sub>	-245.66	0.018<0.143	1140	1312	0.87	0.78	2Φ22+2Φ20(1388)
		C	-233.30	0.011<0.143	1140	1246	0.91	0.74	2Φ22+2Φ20(1388)
	跨中		214.44	0.0164		1072		0.64	3Φ22(1140)

注：1. 弯矩的量纲为 kN·m； $A_s$ 、 $A'_s$ 的量纲为 mm<sup>2</sup>；  
2.  $2a'_s/h_0=0. 143$ 。

框架梁箍筋数量计算表

表 4-55

层次	截面	$\gamma_{RE} V$ (kN)	$0.2\beta_c f_c b h_0$ (kN)	$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{\gamma_{RE} V - 0.42 f_t b h_0}{f_{yv} h_0}$	梁端加密区	沿梁全长
					实配钢筋 $\left(\frac{A_{sv}}{s}\right)$	实配钢筋 $(\rho_{sv} \%)$
10	A B <sub>l</sub>	140.65	561.12>V	0.198	双臂Φ8@100(1.01)	双臂Φ8@150(0.224)
	B <sub>r</sub>	180.15	561.12>V	0.458	双臂Φ8@100(1.01)	双臂Φ8@150(0.224)
	C	140.67	561.12>V	0.198	双臂Φ8@100(1.01)	双臂Φ8@150(0.224)
7	A B <sub>l</sub>	180.05	561.12>V	0.458	双臂Φ8@100(1.01)	双臂Φ8@150(0.224)
	B <sub>r</sub>	247.50	561.12>V	0.904	双臂Φ8@100(1.01)	双臂Φ8@150(0.224)
	C	211.50	561.12>V	0.666	双臂Φ8@100(1.01)	双臂Φ8@150(0.224)
4	A B <sub>l</sub>	176.53	641.76>V	0.370	双臂Φ8@100(1.01)	双臂Φ8@150(0.224)
	B <sub>r</sub>	241.96	641.76>V	0.803	双臂Φ8@100(1.01)	双臂Φ8@150(0.224)
	C	208.08	641.76>V	0.578	双臂Φ8@100(1.01)	双臂Φ8@150(0.224)
1	A B <sub>l</sub>	148.95	641.76>V	0.187	双臂Φ8@100(1.01)	双臂Φ8@150(0.224)
	B <sub>r</sub>	221.12	641.76>V	0.664	双臂Φ8@100(1.01)	双臂Φ8@150(0.224)
	C	187.57	641.76>V	0.443	双臂Φ8@100(1.01)	双臂Φ8@150(0.224)

注：沿梁全长箍筋配箍率应满足  $\rho_{sv} \geq 0.28 f_t / f_y$ ，其中  $0.28 f_t / f_y$ ，对于 1~4 层梁为 0.177%；对于 5~10 层梁为 0.163%。

从表 4-44（非地震组合）和表 4-45（地震组合）中挑选出 AB 跨梁跨中截面及支座截面的最不利内力，即

跨中截面  $\gamma_{RE} M = 146.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$

支座截面  $\gamma_{RE} M_A = -232.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $\gamma_{RE} M_B = -238.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $\gamma_{RE} V = 176.53 \text{ kN}$

其中跨中截面弯矩取支座正弯矩  $146.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，跨中正弯矩  $123.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$ （非地震组合）和  $1/2$  简支梁弯矩  $M_0 = \frac{1}{2} \times \left( \frac{1}{8} \times 14.792 \times 6^2 + \frac{1}{12} \times 39.6 \times 6^2 \right) = 92.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$  三者之中的较大值，即取  $146.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

第 4 层的混凝土强度等级为 C40（ $f_c = 19.1 \text{ N/mm}^2$ ， $f_t = 1.71 \text{ N/mm}^2$ ），梁内纵向钢筋选 HRB 400 级钢筋（ $f_y = f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$ ）。

（1）梁正截面承载力计算

先计算跨中截面。因梁板现浇，故跨中按 T 形截面计算。梁受压区翼缘宽度

$$b'_f = \frac{1}{3} \times 6000 = 2000 \text{ mm}, \text{翼缘厚度 } h'_f = 150 \text{ mm}, a_s = a'_s = 40 \text{ mm}, h_0 = 560 \text{ mm}。$$

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - h'_f / 2) = 1.0 \times 19.1 \times 2000 \times 150 \times (560 - 150 / 2) = 2799.050 \text{ kN} \cdot \text{m} >$$

$\gamma_{RE} M$

故属第一类 T 形截面。

$$\alpha_s = \frac{\gamma_{RE} M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2} = \frac{146.77 \times 10^6}{1.0 \times 19.1 \times 2000 \times 560^2} = 0.012, \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012} = 0.012$$



$$A_s = \alpha_1 f_c b_i h_0 \xi / f_y = 1.0 \times 19.1 \times 2000 \times 560 \times 0.012 / 360 = 713 \text{ mm}^2$$

因  $A_s/bh_0 = 713/(300 \times 560) = 0.42\% > 0.25\%$  (表 2-10), 满足要求。实配钢筋 3  $\Phi$  18 ( $A_s = 763\text{mm}^2$ )。

再将跨中截面的 3  $\Phi$  18 全部伸入支座, 作为支座负弯矩作用下的受压钢筋 ( $A'_s = 763\text{mm}^2$ ), 据此计算支座上部钢筋数量。因支座 A 与支座  $B_l$  的负弯矩值很接近, 故仅取支座  $B_l$  进行配筋计算, 两支座采用相同配筋。

$$\text{支座 } B_l \quad \gamma_{RE} M = -238.76 \text{ kN} \cdot \text{m}, A'_s = 763 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_s = \frac{\gamma_{RE} M - f_y A'_s (h_0 - a'_s)}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{238.76 \times 10^6 - 360 \times 763 \times (560 - 40)}{1.0 \times 19.1 \times 300 \times 560^2} = 0.053$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.053} = 0.054 < 0.35 \quad \text{且} \quad < 2a'_s/h_0 = 80/560 = 0.143$$

$$A_s = \frac{\gamma_{RE} M}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{238.76 \times 10^6}{360 \times (560 - 40)} = 1275 \text{ mm}^2$$

因  $A'_s/A_s = 763/1275 = 0.60 > 0.30$  且  $A_s/bh_0 = 1275/(300 \times 560) = 0.76\% > 0.30\%$  (表 2-10), 故满足要求。实配钢筋 2  $\Phi$  22 + 2  $\Phi$  20 ( $A_s = 1388\text{mm}^2$ )。

## (2) 梁斜截面受剪承载力计算

支座 A、 $B_l$  截面取相同的剪力设计值  $\gamma_{RE} V = 176.53 \text{ kN}$ 。梁的跨高比  $l/h = 6000/600 = 10 > 2.5$ , 故应按式 (2-36) 验算剪压比, 即

$$0.2\beta_c f_c b h_0 = 0.2 \times 1.0 \times 19.1 \times 300 \times 560 = 641.760 \text{ kN} > \gamma_{RE} V = 176.53 \text{ kN}$$

满足要求。

箍筋采用 HPB 300 级钢筋 ( $f_{yv} = 270 \text{ N/mm}^2$ ), 由式 (2-35) 得

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{\gamma_{RE} V - 0.42 f_t b h_0}{f_{yv} h_0} = \frac{176530 - 0.42 \times 1.71 \times 300 \times 560}{270 \times 560} = 0.370$$

梁端箍筋加密区的箍筋直径和间距应满足表 2-11 的要求, 故选双肢  $\Phi$  8@100, 则有  $A_{sv}/s = 101/100 = 1.01 > 0.370$ , 满足要求。沿梁全长箍筋选双肢  $\Phi$  8@150, 相应的配箍率  $\rho_{sv}$  为

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{b s} = \frac{101}{300 \times 150} = 0.224\% > 0.25 f_t / f_y = 0.25 \times 1.71 / 270 = 0.158\%$$

满足要求。

由上述计算结果及表 4-55 可知, 梁箍筋数量是由构造要求控制的。

## 2. 框架柱

### (1) 剪跨比及轴压比验算

柱的剪跨比按式 (2-38) 确定, 其中  $M^c$  取柱上、下端截面弯矩设计值的较大者;  $M^c$ 、 $V^c$  在表 4-47~表 4-49 的  $1.2S_{GE} + 1.3S_{Ek}$  项中选取。表 4-56 是柱剪跨比和轴压比的验算结果。柱的剪跨比宜大于 2, 轴压比不宜大于 0.85 (二级抗震等级)。由表 4-56 可见, 本工程各柱剪跨比和轴压比均满足要求。

### (2) 柱正截面受压承载力计算

柱正截面受压承载力计算方法见 2.6.2 节。纵向钢筋选用 HRB 400 级钢筋 ( $f_y = f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$ ), 各层的混凝土轴心抗压强度设计值见表 4-56。下面以 A 轴第 10 层柱为例说明柱受压承载力计算方法。

柱的剪跨比及轴压比验算

表 4-56

柱号	层次	$b(\text{mm})$	$h_0(\text{mm})$	$f_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$M^e$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	$V^e$ ( $\text{kN}$ )	$N$ ( $\text{kN}$ )	$\frac{M^e}{V^e h_0}$	$N/(f_c b h)$
A 柱	10	500	460	16.7	194.67	118.38	324.79	$3.57 > 2$	$0.08 < 0.85$
	7	500	460	16.7	159.88	115.47	1691.37	$3.01 > 2$	$0.41 < 0.85$
	4	600	560	19.1	151.27	108.71	3069.97	$2.48 > 2$	$0.45 < 0.85$
	1	600	560	19.1	201.39	100.35	4379.90	$3.58 > 2$	$0.64 < 0.85$
B 柱	10	600	560	16.7	427.43	204.03	375.12	$3.74 > 2$	$0.06 < 0.85$
	7	600	560	16.7	360.77	200.38	1757.36	$3.22 > 2$	$0.29 < 0.85$
	4	600	660	19.1	336.24	184.66	3144.52	$2.76 > 2$	$0.39 < 0.85$
	1	600	660	19.1	340.02	148.99	4518.76	$3.46 > 2$	$0.56 < 0.85$
C 柱	10	500	460	16.7	256.05	160.91	343.23	$3.46 > 2$	$0.08 < 0.85$
	7	500	460	16.7	208.86	150.78	1614.72	$3.01 > 2$	$0.39 < 0.85$
	4	600	560	19.1	211.81	149.68	2898.13	$2.53 > 2$	$0.42 < 0.85$
	1	600	560	19.1	222.44	125.86	4127.99	$3.16 > 2$	$0.60 < 0.85$

由表 4-47 可见, A 轴柱上、下端截面共 6 组内力, 先取  $|M|_{\max}$  一组的柱上、下端弯矩及相应的轴力  $N$  进行计算。

$$\gamma_{\text{RE}} M = M_2 = -146.00 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad \gamma_{\text{RE}} M = M_1 = 99.87 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad \gamma_{\text{RE}} N = 223.34 \text{ kN}$$

由于

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{99.87}{-146.00} = -0.684 < 0.9$$

故不需要考虑杆件自身挠曲的影响。

附加偏心距  $e_a$  取 20mm 和偏心方向截面尺寸的 1/30 两者中的较大值, 即  $500/30 = 17\text{mm}$ , 故取  $e_a = 20\text{mm}$ 。

$$e_0 = M/N = 146.00 \times 10^6 / 223.34 \times 10^3 = 654 \text{ mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 654 + 20 = 674 \text{ mm} > 0.3h_0 = 0.3 \times 460 = 138 \text{ mm}$$

故为大偏心受压。

$$\xi = \frac{\gamma_{\text{RE}} N}{\alpha_1 f_c b h_0} = \frac{223.34 \times 10^3}{1.0 \times 16.7 \times 500 \times 460} = 0.058 < 2a'_s/h_0 = 80/460 = 0.154$$

$$e' = e_i - h/2 + a'_s = 674 - 250 + 40 = 464 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{\gamma_{\text{RE}} N e'}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{223.34 \times 10^3 \times 464}{360 \times (460 - 40)} = 685 \text{ mm}^2 > 0.002bh = 500 \text{ mm}^2$$

再取轴力最大的一组计算:

$$M = M_2 = -29.29 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad M = M_1 = 18.09 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad N = 348.37 \text{ kN}$$

由于

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{18.09}{-29.29} = -0.618 < 0.9$$

故不需要考虑杆件自身挠曲的影响。

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{29.29 \times 10^6}{348.37 \times 10^3} = 84 \text{ mm}$$

$$e_i = 84 + 20 = 104 \text{ mm} < 0.3h_0 = 138 \text{ mm}$$

$$e = e_i + h/2 - a'_s = 104 + 250 - 40 = 314 \text{ mm}$$

故为小偏心受压。

对称配筋的小偏心受压柱，按下式近似计算  $\xi$ ：

$$\xi = \frac{N - \xi_b \alpha_1 f_c b h_0}{\frac{Ne - 0.43 \alpha_1 f_c b h_0^2}{(0.8 - \xi_b)(h_0 - a'_s)} + \alpha_1 f_c b h_0} + \xi_b$$

上式应满足  $N > \xi_b \alpha_1 f_c b h_0$  和  $Ne > 0.43 \alpha_1 f_c b h_0^2$ ，否则为构造配筋。

$$N = 348.37 < \xi_b \alpha_1 f_c b h_0 = 0.518 \times 1.0 \times 16.7 \times 500 \times 460 = 1989.64 \text{ kN}$$

$$Ne = 348.37 \times 0.314 = 109.39 \text{ kN} \cdot \text{m} < 0.43 \times 1.0 \times 16.7 \times 500 \times 460^2 = 759.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

所以按这组内力计算时为构造配筋。

本层其他 4 组内力计算配筋的过程从略，结果均为构造配筋。另外，对 A 柱其他层计算结果表明，A 轴柱只有第 10 层是按计算配筋，其余层均按构造要求配筋。B、C 轴柱配筋计算结果与 A 轴柱相似（计算过程从略）。根据表 2-14 的构造要求，全部纵向钢筋的总配筋率不应小于 0.85%（二级抗震等级），同时柱截面每一侧配筋率不应小于 0.2%。综合计算结果与构造要求，各柱配筋结果见表 4-57。

框架柱纵筋数量表

表 4-57

柱号	层次	计算值 $A_s$	实配值 $A_s$	每一侧配筋率	总配率
A 柱	10	685	4 $\Phi$ 18(1018)	5~10 层: 0.44%	5~10 层: 1.22%
	1~9	构造配筋		1~4 层: 0.30%	1~4 层: 0.85%
B 柱	10	1501	4 $\Phi$ 22(1520)	5~10 层: 0.45%	5~10 层: 1.27%
	1~9	构造配筋		1~4 层: 0.38%	1~4 层: 1.09%
C 柱	10	972	4 $\Phi$ 18(1018)	5~10 层: 0.44%	5~10 层: 1.22%
	1~9	构造配筋		1~4 层: 0.30%	1~4 层: 0.85%

### (3) 柱斜截面受剪承载力计算

以 A 轴第 7 层柱为例。该柱的剪力设计值及相应的轴力设计值分别为

$$\gamma_{RE} V = 122.51 \text{ kN}, N = 1331.50 \text{ kN}$$

由表 4-56 可知，剪跨比为  $3.01 > 2$ ，故剪力设计值应满足式 (2-36)，即

$$0.2\beta_c f_c b h_0 = 0.2 \times 1.0 \times 16.7 \times 500 \times 460 = 768.20 \text{ kN} > \gamma_{RE} V = 122.51 \text{ kN}$$

满足要求。

柱箍筋数量按式 (2-39) 确定。式中  $\lambda$  由表 4-56 得  $\lambda = 3.02 > 3$ ，取 3.0；由于

$$N = 1331.50 \text{ kN} > 0.3f_c A = 0.3 \times 16.7 \times 500^2 = 1252.50 \text{ kN}$$

计算时取  $N = 1252.50 \text{ kN}$ 。由式 (2-39) 得

$$\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.056N = \frac{1.05}{3.0 + 1} \times 1.57 \times 500 \times 460 + 0.056 \times$$

$$1252.50 \times 10^3 = 164.93 \text{ kN} > \gamma_{RE} V$$

所以该层柱应按构造要求配置箍筋。

根据表 2-15 的规定，柱端加密区的箍筋选用  $\Phi 8@100$ ；其最小体积配箍率  $\rho_v$  应满足式 (2-42)，其中  $\lambda_v = 0.09$ （采用复合箍，轴压比为 0.41），箍筋采用 HPB 300 级钢筋 ( $f_{yv} = 270 \text{ N/mm}^2$ )，则

λ<sub>v</sub> f<sub>c</sub>/f<sub>yv</sub>=0.09×16.7/270=0.557%<0.6%

即最小体积配箍率限值取 0.6%。采用复合箍筋，如图 4-35 所示，相应的体积配箍率 ρ<sub>v</sub> (式 2-41) 为

ρ<sub>v</sub>=ΣA<sub>svi</sub>l<sub>i</sub>/sA<sub>cor</sub>=(50.3×460)×8/100×460<sup>2</sup>=0.875%>0.6%

满足要求。

柱非加密区箍筋采用 4 肢Φ 8@150，相应的 ρ<sub>v</sub>=0.583%>(0.557%)/2，且箍筋间距 s=150mm<10d=180mm，满足要求。

其他各层各柱箍筋的配置结果见表 4-58。各柱均采用井字形复合箍筋，如图 4-34 所示。

框架柱箍筋数量表 表 4-58

柱号	层次	f <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	γ <sub>RE</sub> V (kN)	0.2β <sub>c</sub> f <sub>c</sub> bh <sub>0</sub> (kN)	N (kN)	0.3f <sub>c</sub> A (kN)	1.05f <sub>t</sub> bh <sub>0</sub> / (λ+1) +0.056N	A <sub>s</sub> /s	λ <sub>v</sub> f <sub>c</sub> /f <sub>yv</sub> (%)	实配箍筋(ρ <sub>v</sub> )	
										加密区	非加密区
A 柱	10	1.57	100.63	768.20	223.34	1252.50	94.80	0.00005	0.495	4Φ 8@100	4Φ 8@150
	7	1.57	122.51	768.20	1331.50	1252.50	94.86	0.00022	0.557	ρ <sub>v</sub> =0.875%	ρ <sub>v</sub> =0.583%
	4	1.71	115.60	1283.52	2424.87	2062.80	173.47	负值	0.707	4Φ 12@100	4Φ 12@150
	1	1.71	123.41	1283.52	3472.82	2062.80	150.94	负值	0.990	ρ <sub>v</sub> =1.616%	ρ <sub>v</sub> =1.077%
B 柱	10	1.57	173.42	1122.24	254.42	1803.60	138.49	0.00023	0.495	4Φ 10@100	4Φ 10@150
	7	1.57	191.34	1122.24	1287.51	1803.60	138.55	0.00035	0.495	ρ <sub>v</sub> =1.121%	ρ <sub>v</sub> =0.748%
	4	1.71	173.67	1512.72	2319.04	2406.60	189.23	负值	0.707	4Φ 12@100	4Φ 12@150
	1	1.71	202.61	1512.72	3368.93	2406.60	177.89	0.00014	0.990	ρ <sub>v</sub> =1.371%	ρ <sub>v</sub> =0.914%
C 柱	10	1.57	136.77	768.20	237.17	1252.50	94.80	0.00034	0.495	4Φ 8@100	4Φ 8@150
	7	1.57	141.23	768.20	1270.18	1252.50	94.86	0.00037	0.557	ρ <sub>v</sub> =0.875%	ρ <sub>v</sub> =0.583%
	4	1.71	138.33	1283.52	2287.40	2062.80	171.02	负值	0.637	4Φ 12@100	4Φ 12@150
	1	1.71	60.38	1283.52	3271.29	2062.80	150.94	负值	0.920	ρ <sub>v</sub> =1.616%	ρ <sub>v</sub> =1.077%

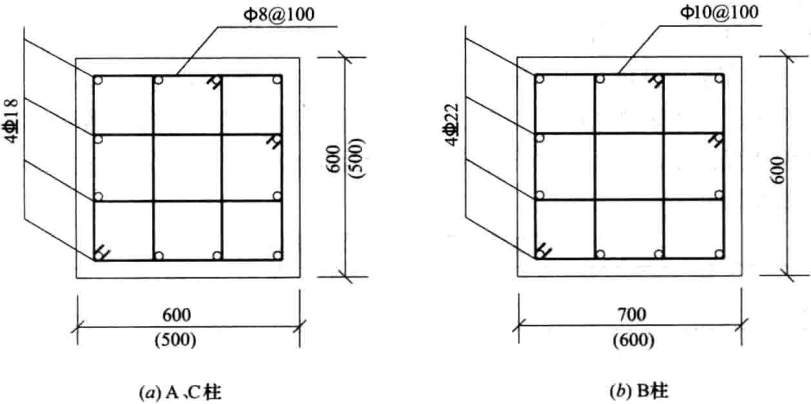


图 4-34 柱截面配筋图

(4) 梁柱节点受剪承载力计算

以第 7 层中间节点为例。由表 4-45 可得节点左、右梁端顺时针方向组合的弯矩设计值之和为

$$\Sigma M_b = 191.90 + 409.95 = 601.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点核心区的剪力设计值按式 (2-43) 计算。其中  $H_c = 3.6 \text{ m}$ ,  $h_b = 600 \text{ mm}$ ,  $h_{b0} = 560 \text{ mm}$ ,  $a'_s = 40 \text{ mm}$ , 节点剪力增大系数  $\eta_{jb}$  取 1.2, 将上述数据代入式 (2-43), 得

$$V_j = \frac{1.2 \times 601.85 \times 10^6}{560 - 40} \left( 1 - \frac{560 - 40}{3600 - 600} \right) = 1148.14 \text{ kN}$$

因验算方向的梁截面宽度为  $300 \text{ mm} \geq 500/2 \text{ mm}$ , 故核心区截面有效验算宽度  $b_j$  取  $500 \text{ mm}$ 。

节点核心区的剪力设计值应满足式 (2-47), 即

$(0.30 \eta_{jb} f_c b_j h_j) / \gamma_{RE} = (0.3 \times 1.5 \times 16.7 \times 500 \times 500) / 0.85 = 2210.29 \text{ kN} > 1148.14 \text{ kN}$   
满足要求。

核心区截面所需配置的箍筋数量按式 (2-48) 计算, 其中  $N$  应取第 8 层柱下端相应地震方向时的轴力  $1236.24 \text{ kN}$  和  $0.5 f_c A = 3006.00 \text{ kN}$  二者中的较小值, 即取  $1236.24 \text{ kN}$ ,  $f_{yv}$  取  $270 \text{ N/mm}^2$ 。由式 (2-48) 得

$$\frac{A_{svj}}{s} = \frac{0.85 \times 1148.14 \times 10^3 - (1.1 \times 1.5 \times 1.57 \times 500 \times 500 + 0.05 \times 1.5 \times 1236.24 \times 10^3)}{270 \times (560 - 40)} = 1.668$$

采用柱端加密区的箍筋数量 4 肢  $\Phi 10@100$ , 相应的

$$\frac{A_{svj}}{s} = \frac{314}{100} = 3.14 > 1.668$$

满足要求。

上述计算取  $\Sigma M_b$  最大, 柱截面较小且混凝土强度等级较低的节点计算, 计算结果表明, 采用柱端加密区的箍筋数量可满足节点核心区截面的受剪承载力。其他节点不必验算, 节点核心区截面的箍筋采用柱端加密区的箍筋数量即可。

### 3. 剪力墙

#### (1) 剪跨比及轴压比验算

剪力墙的剪跨比  $\lambda = M / (V h_{w0})$ , 其中  $M$  为与  $V$  相应的弯矩值,  $M$ 、 $V$  应在表 4-51 的  $1.2 S_{GE} + 1.3 S_{Ek}$  项中选取; 对同一层剪力墙, 应取上、下端剪跨比计算结果的较大值。计算轴压比时,  $N$  取重力荷载设计值, 计算轴压比不宜超过表 3-4 规定的限值 (0.5)。表 4-59 列出了剪力墙剪跨比及轴压比的验算结果, 表中  $A_w$ 、 $h_{w0}$  分别表示剪力墙的截面面积和截面有效高度。可见, 轴压比满足要求; 但除第 1 层外, 其余层的剪跨比小于 2, 这就要求按式 (3-42) 验算剪力墙的截面尺寸。

剪力墙的剪跨比及轴压比验算

表 4-59

层次	$A_w$ ( $\text{mm}^2$ )	$h_{w0}$ (mm)	$f_c$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$M$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	$V$ (kN)	$N$ (kN)	$\frac{M}{V h_{w0}}$	$\frac{N}{f_c A_w}$
10	$1.7 \times 10^6$	6250	16.7	1335.47	119.25	855.78	$1.79 < 2.0$	$0.03 < 0.5$
7	$1.7 \times 10^6$	6250	16.7	4037.89	896.05	3764.23	$0.72 < 2.0$	$0.13 < 0.5$
4	$1.85 \times 10^6$	6350	19.1	16260.93	1566.05	6500.44	$1.64 < 2.0$	$0.18 < 0.5$
1	$1.85 \times 10^6$	6350	19.1	36270.47	2166.14	9764.68	$2.64 > 2.0$	$0.28 < 0.5$

#### (2) 正截面受压承载力计算

以第 1 层剪力墙为例。由表 4-51 得第 1 层的最不利内力为

$$\gamma_{RE}M=30829.90\text{kN}\cdot\text{m}, \gamma_{RE}N=6190.42\text{kN}$$

剪力墙的翼缘宽度  $b'_f=600\text{mm}$ , 翼缘厚度  $h'_f=600\text{mm}$ ,  $b_w=200\text{mm}$ ,  $h_w=6650\text{mm}$ ,  $h_{w0}=6350\text{mm}$ ,  $a'_s=300\text{mm}$ 。纵向钢筋采用 HRB 400 级 ( $f_y=f'_y=360\text{N/mm}^2$ )。竖向及水平分布钢筋均采用 HRB335 级钢筋 ( $f_{yw}=f_{yv}=300\text{N/mm}^2$ )。竖向分布钢筋采用 2 排  $\Phi 12@200$ , 相应的配筋率为

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s} = \frac{226}{200 \times 200} = 0.565\%$$

该值大于表 3-9 规定的最小配筋率 0.25%, 故满足要求。

采用对称配筋, 先假定  $\sigma_s=f_y$ , 且  $x < h'_f$ , 则由式 (3-54) 和式 (3-58) 得

$$x = \frac{\gamma_{RE}N + b_w h_{w0} f_{yw} \rho_w}{\alpha_1 f_c b'_f + 1.5 b_w f_{yw} \rho_w}$$

将上述有关数据代入后得

$$x = \frac{6190.42 \times 10^3 + 200 \times 6350 \times 300 \times 0.00565}{1.0 \times 19.1 \times 600 + 1.5 \times 200 \times 300 \times 0.00565} = 697\text{mm} > h'_f$$

说明中和轴位于腹板内, 应重新计算  $x$ 。由式 (3-44) 和式 (3-46) 得

$$x = \frac{\gamma_{RE}N + b_w h_{w0} f_{yw} \rho_w - \alpha_1 f_c (b'_f - b_w) h'_f}{\alpha_1 f_c b_w + 1.5 b_w f_{yw} \rho_w}$$

即

$$x = \frac{6190.42 \times 10^3 + 200 \times 6350 \times 300 \times 0.00565 - 1.0 \times 19.1 \times (600 - 200) \times 600}{1.0 \times 19.1 \times 200 + 1.5 \times 200 \times 300 \times 0.00565} = 1035\text{mm}$$

所得  $x < \xi_b h_{w0} = 0.518 \times 6350 = 3289\text{mm}$  且  $x > 2a'_s = 600\text{mm}$ , 故可按式 (3-45) 计算钢筋面积, 其中

$$\begin{aligned} M_{sw} &= \frac{1}{2} (h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w \\ &= \frac{1}{2} (6350 - 1.5 \times 1035)^2 \times 200 \times 300 \times 0.00565 = 3.90121 \times 10^9 \text{N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \alpha_1 f_c \left[ b_w x \left( h_{w0} - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b_w) h'_f \left( h_{w0} - \frac{h'_f}{2} \right) \right] \\ &= 1.0 \times 19.1 \times \left[ 200 \times 1035 \times \left( 6350 - \frac{1035}{2} \right) + (600 - 200) \times 600 \times \left( 6350 - \frac{600}{2} \right) \right] \\ &= 5.27700 \times 10^{10} \text{N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

将  $M_{sw}$  及  $M_c$  代入式 (3-45), 并注意到  $M = Ne_0$ , 则得

$$\begin{aligned} A_s &= A'_s = \frac{M + N(h_{w0} - h_w/2) + M_{sw} - M_c}{f'_y (h_{w0} - a'_s)} \\ &= \frac{30829.90 \times 10^6 + 6190.42 \times 10^3 \times (6350 - 6650/2) + 3.90121 \times 10^9 - 5.27700 \times 10^{10}}{360 \times (6350 - 300)} \\ &= 315\text{mm}^2 \end{aligned}$$

由表 4-59 可知, 剪力墙底层下端截面的轴压比为  $0.28 > 0.2$  (表 3-5), 所以应设置约束边缘构件。在这种情况下, 纵向钢筋面积应不小于图 3-15 (c) 中的阴影面积的 1.2%, 即

$$A_s = 0.012 \times (600 \times 600 + 300 \times 200) = 5040\text{mm}^2 > 315\text{mm}^2$$

选 8Φ25+4Φ20 ( $A_s=5183\text{mm}^2$ )。

剪力墙其他各层的纵筋计算结果见表 4-60。

剪力墙纵向钢筋计算表

表 4-60

层次	$M$ (kN·m)	$N$ (kN)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	构造要求 $A_s(\text{mm}^2)$	实配钢筋 $A_s(\text{mm}^2)$
10	1362.18	515.28	负值	2000	12Φ16(2412)
7	4118.65	2325.12	负值	2000	12Φ16(2412)
4	16586.15	4180.36	负值	2880	12Φ18(3054)
1	30289.90	6190.42	315	5040	8Φ25+4Φ20(5183)

### (3) 斜截面受剪承载力计算

以第 1 层剪力墙为例。由表 4-51 得第 1 层剪力墙的剪力设计值及相应的轴力设计值为

$$\gamma_{\text{RE}}V=2945.95\text{kN}, \gamma_{\text{RE}}N=6190.42\text{kN}$$

由表 4-59 可知, 该层墙的剪跨比为  $2.64 > 2.0$ , 故应按式 (3-41) 验算剪力墙的截面尺寸, 即

$$0.20\beta_c f_c b_w h_w = 0.20 \times 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 6650 = 5080.600\text{kN} > \gamma_{\text{RE}}V$$

满足要求。

剪力墙的水平分布钢筋按式 (3-61) 确定, 其中  $\lambda=2.64 > 2.2$ , 计算时取 2.2; 又由于

$$0.2f_c b_w h_w = 5080.6\text{kN} < 6190.42\text{kN}$$

故计算时取  $N$  等于 5080.6kN。剪力墙分布钢筋采用 HRB335 级钢筋 ( $f_{yv}=300\text{N/mm}^2$ ), 将上述数据代入式 (3-61) 得

$$\begin{aligned} \frac{A_{\text{sh}}}{s} &= \frac{\gamma_{\text{RE}}V - (0.4f_t b_w h_{w0} + 0.1N A_w / A) / (\lambda - 0.5)}{0.8f_{yv} h_{w0}} \\ &= \frac{2945.95 \times 10^3 - \frac{1}{2.2 - 0.5} [0.4 \times 1.71 \times 200 \times 6350 + 0.1 \times 5080.6 \times 10^3 \times 200 \times 5350 / (1.85 \times 10^6)]}{0.8 \times 300 \times 6350} \\ &= 1.484 \end{aligned}$$

选用 2 排 Φ12@150, 相应的  $A_{\text{sh}}/s=1.507 > 1.484$ , 配筋率为

$$\rho_{\text{sh}} = \frac{A_{\text{sh}}}{b_s} = \frac{226}{200 \times 150} = 0.753\% > 0.25\%$$

满足要求。

剪力墙其他各层水平分布钢筋计算结果见表 4-61。

剪力墙水平分布钢筋计算表

表 4-61

层次	$\gamma_{\text{RE}}V$ (kN)	$0.15\beta_c f_c b_w h_{w0}$ (kN)	$N$ (kN)	$0.2f_c b_w h_w$ (kN)	$\frac{A_{\text{sh}}}{s}$	实配钢筋		
						数量	$\frac{A_{\text{sh}}}{s}$	$\rho_{\text{sh}}$ (%)
10	173.68	$3131.25 > \gamma_{\text{RE}}V$	433.41	4375.40	负值	2Φ12@200	1.13	0.565
7	761.64	$3131.25 > \gamma_{\text{RE}}V$	2735.44	4375.40	负值	2Φ12@200	1.13	0.565
4	1331.14	$3638.55 > \gamma_{\text{RE}}V$	4918.07	5080.60	0.311	2Φ12@150	1.51	0.753
1	2945.95	$5080.6 > \gamma_{\text{RE}}V$	7282.85	5080.60	1.484	2Φ12@150	1.51	0.753

#### (4) 剪力墙约束边缘构件或构造边缘构件

对本例而言,第1、2层为底部加强部位,应设置约束边缘构件,其箍筋应满足体积配筋率的要求。第1层剪力墙轴压比为 $0.28 < 0.3$ ,查表3-6,取 $\lambda_v = 0.12$ ,则要求的体积配筋率为

$$\lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} = 0.12 \times \frac{19.1}{270} = 0.849\%$$

如采用图4-34所示的复合箍筋,且选用 $\Phi 8@100$ ,则相应的体积配筋率为

$$\rho_v = \frac{\sum A_{svi} l_i}{s A_{cor}} = \frac{(50.3 \times 460) \times 8}{100 \times 460^2} = 0.875\% > 0.849\%$$

满足要求。

对于第3~10层,应设置构造边缘构件。由表3-7可知,构造边缘构件内的箍筋可取 $\Phi 8@150$ 。

#### 4. 连梁

##### (1) 连梁正截面受弯承载力计算

因连梁的跨高比 $l_0/h = 6.6/0.6 = 11 > 5$ ,故与框架梁的受弯承载力计算方法相同,计算结果见表4-62,其中弯矩设计值取自表4-53,纵筋采用HRB400级钢筋。

##### (2) 连梁斜截面受剪承载力计算

连梁的斜截面受剪承载力计算方法与框架梁相同,计算结果见表4-63。其中 $\gamma_{RE} V$ 取自表4-53,箍筋采用HPB300级钢筋( $f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$ )。

连梁纵向钢筋计算表

表 4-62

层次	截面	M (kN·m)	$\xi$	$A'_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$\frac{A'_s}{A_s}$	$\rho$ (%)	实配钢筋 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )
10	支座	B -443.72	0.160 > 0.124	1256	2458	0.51	1.45	4 $\Phi$ 25+2 $\Phi$ 22(2724)
		C -339.47	0.064 < 0.124	1256	1779	0.71	1.05	4 $\Phi$ 25(1964)
	跨中	237.04	0.0225		1178		0.69	4 $\Phi$ 20(1256)
7	支座	B -483.98	0.154 > 0.124	1520	2677	0.57	1.58	4 $\Phi$ 25+2 $\Phi$ 22(2724)
		C -381.78	0.059 < 0.124	1520	2001	0.76	1.18	4 $\Phi$ 25(1964)
	跨中	289.66	0.0275		1444		0.85	4 $\Phi$ 22(1520)
4	支座	B -433.59	0.131 > 0.124	1256	2386	0.53	1.41	4 $\Phi$ 25+2 $\Phi$ 22(2724)
		C -334.10	0.053 < 0.124	1256	1751	0.72	1.03	4 $\Phi$ 25(1964)
	跨中	235.34	0.0195		1168		0.69	4 $\Phi$ 20(1256)
1	支座	B -265.01	0.048 < 0.124	942	1389	0.68	0.82	2 $\Phi$ 22+2 $\Phi$ 20(1388)
		C -183.32	0.002 < 0.124	942	961	0.98	0.57	2 $\Phi$ 22+1 $\Phi$ 20(1074)
	跨中	188.09	0.0155		932		0.55	3 $\Phi$ 20(942)

注:  $2a'/h_0 = 0.124$ 。



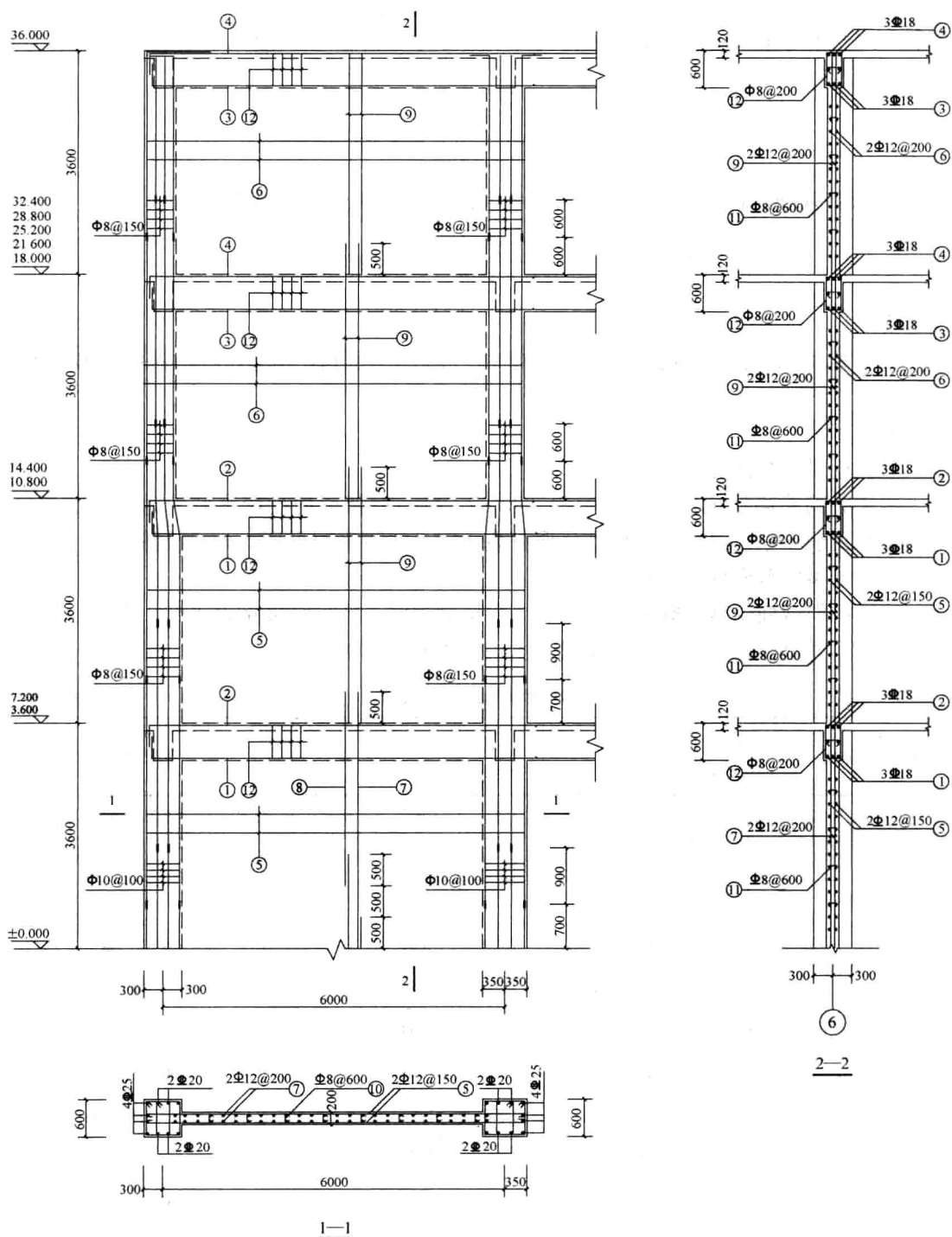


图 4-35 剪力墙 W-2 的配筋示意图

连梁箍筋计算表

表 4-63

层次	截面	$\gamma_{RE} V$ (kN)	$0.2\beta_c f_c b h_0$ (kN)	$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{\gamma_{RE} V - 0.42 f_t b h_0}{f_{yv} h_0}$	实配箍筋 $\left(\frac{A_{sv}}{s}\right)$
10	B	273.07	$566.13 > \gamma_{RE} V$	1.073	双肢 $\Phi 10@100(1.57)$
	C	216.20	$566.13 > \gamma_{RE} V$	0.697	双肢 $\Phi 10@100(1.57)$
7	B	311.57	$566.13 > \gamma_{RE} V$	1.328	双肢 $\Phi 10@100(1.57)$
	C	264.79	$566.13 > \gamma_{RE} V$	1.019	双肢 $\Phi 10@100(1.57)$
4	B	290.86	$647.49 > \gamma_{RE} V$	1.126	双肢 $\Phi 10@100(1.57)$
	C	235.98	$647.49 > \gamma_{RE} V$	0.763	双肢 $\Phi 10@100(1.57)$
1	B	217.49	$647.49 > \gamma_{RE} V$	0.640	双肢 $\Phi 8@100(1.01)$
	C	172.65	$647.49 > \gamma_{RE} V$	0.344	双肢 $\Phi 8@100(1.01)$

剪力墙 W-2 的配筋示意图见图 4-35。由于篇幅所限, 仅绘出其中的 4 层墙体配筋情况; 横剖面也仅给出一个; 与剪力墙相连的连梁的配筋也未在图中表示。边缘柱的纵向受力钢筋采用机械连接, 两个接头之间的距离取大于等于  $35d$  ( $d$  为纵筋直径); 边缘柱的约束箍筋在相应的层高范围内均匀配置。剪力墙腹板内的竖向分布钢筋采用搭接连接。

## 第5章 钢筋混凝土柱单层厂房结构设计

### 5.1 结构布置及柱截面尺寸的初步拟定

根据《建筑抗震设计规范》的规定,位于地震区的单层钢筋混凝土柱厂房的结构布置、结构构件选型、屋盖及柱间支撑的布置应符合以下要求。

#### 5.1.1 厂房的结构布置

厂房的结构布置应符合下列要求:

(1) 厂房的平、立面布置应力求简单、规则;多跨厂房宜等高和等长;厂房柱距宜相等;各柱列的侧移刚度宜均匀。

(2) 厂房的贴建房屋和构筑物,不宜布置在厂房角部和紧邻防震缝处。当厂房体型复杂或有贴建的房屋和构筑物时,宜设防震缝;两个主厂房之间的过渡跨至少应有一侧采用防震缝与主厂房脱开;在厂房纵横跨交接处、大柱网厂房或不设柱间支撑的厂房,防震缝宽度可采用100~150mm,其他情况可采用50~90mm。

(3) 厂房内上起重机的铁梯不应靠近防震缝设置;多跨厂房各跨上起重机的铁梯不宜布置在同一横向轴线附近。

(4) 厂房的同一结构单元内,不应采用不同的结构形式,不应采用横墙与排架混合承重。工作平台宜与厂房主体结构脱开。厂房端部应设屋架,不应采用山墙承重。

#### 5.1.2 厂房结构构件选型

##### 1. 天窗架

厂房天窗架的设置,应符合下列要求:天窗宜采用突出屋面较小的避风型天窗,有条件或抗震设防烈度为9度时宜采用下沉式天窗;突出屋面的天窗宜采用钢天窗架,6~8度时可采用矩形截面杆件的钢筋混凝土天窗架;天窗架不宜从厂房结构单元第一开间设置;8度和9度时,天窗架宜从厂房单元端部的第三柱间开始设置;天窗屋盖、端壁板和侧板,宜采用轻型板材;不应采用端壁板代替端天窗架。

##### 2. 屋架

厂房屋架的设置,应符合下列要求:厂房宜采用钢屋架或重心较低的预应力混凝土、钢筋混凝土屋架;跨度不大于15m时,可采用钢筋混凝土屋面梁;跨度大于24m,或8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度时,应优先采用钢屋架;柱距为12m时,可采用预应力混凝土托架(梁);当采用钢屋架时,亦可采用钢托架(梁);有突出屋面天窗架的屋盖不宜采用预应力混凝土或钢筋混凝土空腹屋架;8度(0.3g)和9度时,跨度大于24m的厂房不宜采用大型屋面板。

##### 3. 柱子

厂房柱的设置,应符合下列规定:8度和9度时,宜采用矩形、工字形截面柱或斜腹杆双肢柱,不宜采用薄壁工字形柱、腹板开孔工字形柱、预制腹板的工字形柱和管柱;柱

底至室内地坪以上 500mm 范围内和阶形柱的上柱宜采用矩形截面。

#### 4. 围护墙

(1) 单层钢筋混凝土柱厂房的围护墙宜采用轻质墙板或钢筋混凝土大型墙板, 外侧柱距为 12m 时应采用轻质墙板或钢筋混凝土大型墙板; 不等高厂房的高跨封墙和纵横向厂房交接处的悬墙宜采用轻质墙板。刚性围护墙沿纵向宜均匀对称布置, 不宜一侧为外贴式, 另一侧为嵌砌式或开敞式; 不宜一侧采用砌体墙一侧采用轻质墙板。

(2) 单层钢筋混凝土柱厂房的砌体隔墙和围护墙应符合下列要求:

1) 砌体隔墙与柱宜脱开或柔性连接, 并应采取措施使墙体稳定, 隔墙顶部应设现浇钢筋混凝土压顶梁。

2) 厂房的砌体围护墙宜采用外贴式并与柱可靠拉结; 对于不等高厂房的高跨封墙和纵横向厂房交接处的悬墙, 6、7 度采用砌体时不应直接砌在低跨屋盖上。

3) 砌体围护墙在下列部位应设置现浇钢筋混凝土圈梁: 梯形屋架上弦和柱顶标高处应各设一道, 但屋架端部高度不大于 900mm 时可合并设置; 应按上密下稀的原则每隔 4m 左右在窗顶增设一道圈梁, 不等高厂房的高低跨封墙和纵横跨交接处的悬墙, 圈梁的竖向间距不应大于 3m; 山墙沿屋面应设钢筋混凝土卧梁, 应与屋架端部上弦标高处的圈梁连接。圈梁宜闭合, 圈梁截面宽度宜与墙厚相同, 截面高度不应小于 180mm; 圈梁应与柱或屋架牢固连接, 山墙卧梁应与屋面板拉结。

4) 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时, 砖围护墙下的预制基础梁应采用现浇接头; 当另设条形基础时, 在柱基础顶面标高处应设置连续的现浇钢筋混凝土圈梁。

5) 墙梁宜采用现浇, 当采用预制墙梁时, 梁底应与砖墙顶面牢固拉结并应与柱锚拉; 厂房转角处相邻的墙梁, 应相互可靠连接。

6) 砌体女儿墙高度不宜大于 1m, 且应采取措施防止地震时倾倒。

### 5.1.3 屋盖支撑

#### 1. 屋盖支撑设置的原则

屋盖支撑的设置应遵循以下原则:

(1) 在任何情况下, 厂房必须设置屋盖支撑; 屋盖支撑应有效地传递水平作用力, 所有支撑杆件均按受力构件设计;

(2) 整个屋盖支撑的布置(包括横向与纵向)必须为封闭型, 以保证厂房的整体空间刚度和稳定性; 每一厂房单元或天窗单元的支撑应分别设置成独立的空间稳定的支撑体系;

(3) 支撑布置应使地震力的传递路线短、传力明确; 天窗支撑、屋架上下弦支撑、屋架跨中及端部竖向支撑与柱顶系杆、上下柱支撑的布置应互相协调, 以保证地震作用简捷地通过支撑系统传至基础; 支撑杆件的刚度应适当, 避免过大或过柔。

#### 2. 屋盖支撑的布置

无檩屋盖的支撑布置宜符合表 5-1 的要求, 同时屋盖支撑尚应符合下列要求:

(1) 天窗开洞范围内, 在屋架脊点处应设上弦通长水平压杆; 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时, 梯形屋架端部上节点应沿厂房纵向设置通长水平系杆。

(2) 屋架跨中竖向支撑在跨度方向的间距, 6~8 度时不大于 15m, 9 度时不大于 12m; 当仅在跨中设一道时, 应设在跨中屋架屋脊处; 当设两道时, 应在跨度方向均匀布

置，屋架上、下弦通长水平系杆与竖向支撑宜配合设置。

(3) 柱距不小于 12m 且屋架间距为 6m 的厂房，托架（梁）区段及其相邻开间应设下弦纵向水平支撑；屋盖支撑杆件宜用型钢。

(4) 8 度时跨度不小于 18m 的多跨厂房中柱列和 9 度时多跨厂房各个柱列，柱顶宜设置通长水平压杆，此压杆可与梯形屋架支座处通长水平系杆合并设置，钢筋混凝土系杆端头与屋架间的空隙应采用混凝土填充。

无檩屋盖的支撑布置 表 5-1

支撑名称		烈 度		
		6、7	8	9
屋架支撑	上弦横向支撑	屋架跨度小于 18m 时同非抗震设计,跨度不小于 18m 时在厂房单元端开间各设一道	单元端开间及柱间支撑开间各设一道,天窗开洞范围的两端各增设局部的支撑一道	
	上弦通长水平系杆	同非抗震设计	沿屋架跨度不大于 15m 设一道,但装配整体式屋面可仅在天窗开洞范围内设置;围护墙在屋架上弦高度有现浇圈梁时,其端部处可不另设	沿屋架跨度不大于 12m 设一道,但装配整体式屋面可仅在天窗开洞范围内设置;围护墙在屋架上弦高度有现浇圈梁时,其端部处可不另设
	下弦横向支撑		同非抗震设计	同上弦横向支撑
	跨中竖向支撑			
	两端竖向支撑	屋架端部高度 ≤900mm	单元端开间各设一道	单元端开间及每隔 48m 各设一道
		屋架端部高度 >900mm	单元端开间各设一道	单元端开间、柱间支撑开间及每隔 30m 各设一道
天窗架支撑	天窗两侧竖向支撑	厂房单元天窗端开间及每隔 30m 各设一道	厂房单元天窗端开间及每隔 24m 各设一道	厂房单元天窗端开间及每隔 18m 各设一道
	上弦横向支撑	同非抗震设计	天窗跨度 ≥9m 时,单元天窗端开间及柱间支撑开间各设一道	单元端开间及柱间支撑开间各设一道

5.1.4 柱间支撑

1. 柱间支撑设置的原则

柱间支撑的设置应遵循以下原则：除大柱网厂房外，厂房沿纵向柱列一般均应设置柱间支撑；柱间支撑的设置应尽可能与屋盖横向水平支撑的布置相协调和配套；厂房每一单元中的各柱列，都应设置柱间支撑，边柱列与中柱列的柱间支撑应在同一开间设置；当所设柱间支撑的刚度或强度不能满足抗震要求时，宜采用增设柱间支撑的多道支撑方案；柱间支撑的刚度应合理选择，避免过大或过小。

2. 柱间支撑的布置

柱间支撑的布置应符合下列要求：一般情况下，应在厂房单元中部设置上、下柱柱间

支撑；且下柱支撑与上柱支撑配套设置；有吊车或 8 度和 9 度时，宜在厂房单元两端增设上柱支撑；厂房单元较长或 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时，可在厂房单元中部 1/3 区段内设置两道柱间支撑。

3. 柱间支撑的构造要求

厂房柱间支撑的构造应符合以下要求：柱间支撑应采用型钢，支撑形式宜采用交叉式，其斜杆与水平面的交角不宜大于 55°；支撑杆件的长细比，不宜超过表 5-2 的规定。

交叉支撑斜杆的最大长细比 表 5-2

位 置	烈 度			
	6 度和 7 度 Ⅰ、Ⅱ类场地	7 度Ⅲ、Ⅳ类场地 和 8 度Ⅰ、Ⅱ类场地	8 度Ⅲ、Ⅳ类场地 和 9 度Ⅰ、Ⅱ类场地	9 度Ⅲ、Ⅳ类场地
上柱支撑	250	250	200	150
下柱支撑	200	150	120	120

下柱支撑的下节点位置和构造措施，应保证将地震作用直接传给基础；当 6 度和 7 度 (0.10g) 不能直接传给基础时，应计及支撑对柱和基础的不利影响采取加强措施。

交叉支撑在交叉点应设置节点板，其厚度不应小于 10mm，斜杆与交叉节点板应焊接，与端节点板宜焊接。

5.1.5 柱截面尺寸的初步拟定

单层厂房柱常用的截面形式有矩形、I 形和双肢柱。当厂房跨度、高度和吊车起重量不大、柱截面尺寸较小时，多采用矩形或 I 形截面。表 5-3 给出了柱距为 6m 的单跨或多跨厂房柱最小截面尺寸的限值。对于一般的单层厂房，如柱截面尺寸满足表 5-3 的限值，则厂房的横向刚度可以得到保证。表 5-4 是吊车工作级别为 A<sub>5</sub> 的厂房柱截面形式和尺寸的参考表。设计时，可根据厂房跨度、高度和吊车起重量等因素参考确定。

6m 柱距单层厂房矩形、I 形截面柱截面尺寸限值 表 5-3

柱 的 类 型	b	h		
		Q≤10t	10t<Q<30t	30t≤Q≤50t
有吊车厂房下柱	$\geq \frac{H_l}{22}$	$\geq \frac{H_l}{14}$	$\geq \frac{H_l}{12}$	$\geq \frac{H_l}{10}$
露天吊车柱	$\geq \frac{H_l}{25}$	$\geq \frac{H_l}{10}$	$\geq \frac{H_l}{8}$	$\geq \frac{H_l}{7}$
单跨无吊车厂房柱	$\geq \frac{H}{30}$	$\geq \frac{1.5H}{25}$		
多跨无吊车厂房柱	$\geq \frac{H}{30}$	$\geq \frac{H}{20}$		
仅承受风载与自重的山墙抗风柱	$\geq \frac{H_b}{40}$	$\geq \frac{H_l}{25}$		
同时承受由连系梁传来 山墙重的山墙抗风柱	$\geq \frac{H_b}{30}$	$\geq \frac{H_l}{25}$		

注：H<sub>l</sub>——下柱高度（牛腿顶面至基础顶面）；  
H——从基础顶面算起的柱全高；  
H<sub>b</sub>——山墙抗风柱从基础顶面至柱平面外（柱宽方向）支撑点的高度。

厂房柱截面形式和尺寸参考表（工作级别为 A<sub>5</sub>）

表 5-4

吊车起重量 (t)	轨顶高度 (m)	6m 柱距(边柱)		6m 柱距(中柱)	
		上柱(mm)	下柱(mm)	上柱(mm)	下柱(mm)
≤5	6~8	矩 400×400	I 400×600×100	矩 400×400	I 400×600×100
10	8	矩 400×400	I 400×700×100	矩 400×600	I 400×800×150
	10	矩 400×400	I 400×800×150	矩 400×600	I 400×800×150
15~20	8	矩 400×400	I 400×800×150	矩 400×600	I 400×800×150
	10	矩 400×400	I 400×900×150	矩 400×600	I 400×1000×150
	12	矩 500×400	I 500×1000×200	矩 500×600	I 500×1200×200
30	8	矩 400×400	I 400×1000×150	矩 400×600	I 400×1000×150
	10	矩 400×500	I 400×1000×150	矩 500×600	I 500×1200×200
	12	矩 500×500	I 500×1000×200	矩 500×600	I 500×1200×200
	14	矩 600×500	I 600×1200×200	矩 600×600	I 600×1200×200
50	10	矩 500×500	I 500×1200×200	矩 500×700	双 500×1600×300
	12	矩 500×600	I 500×1400×200	矩 500×700	双 500×1600×300
	14	矩 600×600	I 600×1400×200	矩 600×700	双 600×1800×300

注：表中的截面形式采用下述符号：矩为矩形截面  $b \times h$ （宽度×高度）；I 为工字形截面  $b \times h \times h_f$ （ $h_f$  为翼缘高度）；双为双肢柱  $b \times h \times h_f$ （ $h_f$  为肢杆高度）。

## 5.2 横向排架内力分析及内力组合

横向排架内力分析的主要目的是求出排架柱及基础在各种荷载作用下产生的最不利内力，作为柱和基础设计的依据。

### 5.2.1 计算简图

#### 1. 计算单元

单层厂房由于屋面荷载和风荷载等一般为均匀分布，对柱距排列规律的排架结构，可以取一个柱距的平面排架作为单层厂房结构计算单元。对于图 5-1 所示的两跨单层厂房，取图中阴影部分作为结构的计算单元。该计算单元范围内的竖向荷载和风荷载由相应的平面排架承受。

#### 2. 计算假定和计算简图

对钢筋混凝土排架结构进行内力分析时，通常采用以下计算假定：

- (1) 柱下端与基础顶面刚接；柱上端与排架横梁（屋架或屋面梁）铰接；
- (2) 排架横梁为刚性连杆，不产生轴向变形。

以上假定是有条件的。如果地基土质较差，变形过大或有较大的地面荷载，则应考虑基础转动和位移对排架内力的影响。如果采用下弦刚度较小的钢筋混凝土组合式屋架或带钢拉杆的两铰、三铰拱屋架时，则应考虑横梁轴向变形对排架内力的影响。

根据上述假定，一两跨不等高厂房横向排架的计算简图如图 5-2 所示。其中柱的计算轴线为柱的几何中心线，当为变截面柱时，上段表示上柱几何中心线，下段表示下柱几何中心线。

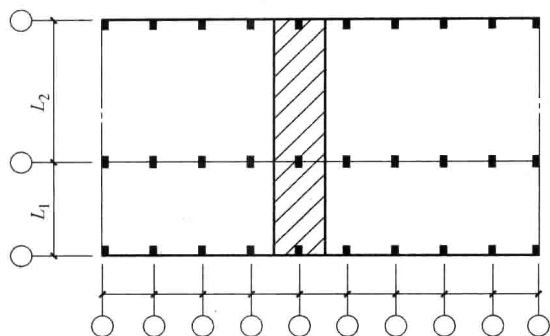


图 5-1 排架计算单元

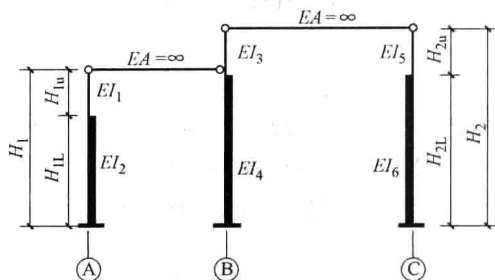


图 5-2 排架计算简图

## 5.2.2 排架上的荷载

### 1. 恒载

(1) 屋盖自重重力荷载。包括屋面构造层、屋面板、天沟板、天窗架、屋架、屋盖支撑以及与屋架连接的设备、管道等重力荷载。其中屋面板、天沟板、天窗板、屋架等构件自重重力荷载由所选用的标准图集查得，屋盖支撑可按均布荷载考虑，屋面构造层自重重力荷载按实际构造查《建筑结构荷载规范》或查表 1-6 确定。屋盖恒载通过屋架的支承点以集中荷载的形式作用于柱顶面，该集中力距定位轴线一般为 150mm。

(2) 柱自重重力荷载。上、下柱自重重力荷载分别作用于上柱中心和下柱中心。

(3) 吊车梁、轨道及轨道连接件自重重力荷载。轨道及轨道连接件自重重力荷载标准值可按 0.8kN/m 计算，吊车梁自重重力荷载可由所选用的标准图集查得，其重力荷载通过吊车梁底传到柱牛腿顶面。

(4) 墙体自重重力荷载。基础梁和其上墙体自重重力荷载通过基础梁直接传给基础。如果厂房外墙或大型墙板支承在柱牛腿上，则应按实际作用位置计算。

### 2. 屋面活荷载

屋面均布活荷载按表 1-9 取值。屋面雪荷载按式 (1-2) 确定。对于生产中有大量排灰的厂房及其邻近建筑，应考虑积灰荷载。屋面水平投影面上的积灰荷载标准值按《建筑结构荷载规范》的规定采用。

考虑到屋面活荷载同时出现的可能性，《建筑结构荷载规范》规定屋面均布活荷载与屋面雪荷载二者不同时考虑，取大值；屋面积灰荷载与前两项中大者同时考虑。

### 3. 吊车荷载

#### (1) 吊车竖向荷载

桥式吊车的跨度  $L_k$ 、吊车桥宽  $B$ 、轮距  $K$ 、大车自重  $G$ 、小车自重  $g$ 、最大轮压  $P_{\max}$  和最小轮压  $P_{\min}$  等数据，可由所选用的吊车产品目录中查得。吊车竖向轮压是一组移动的集中荷载，需利用支座反力影响线求出吊车竖向轮压在所计算排架柱上引起的最大支座反力，见图 5-3。

最大轮压  $P_{\max}$  在一侧排架柱上产生的

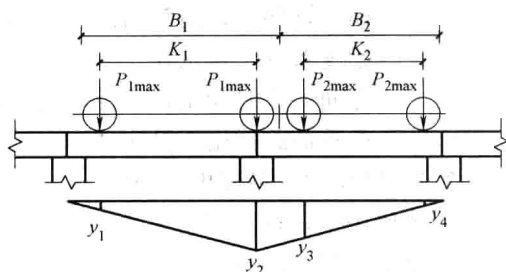


图 5-3 吊车荷载及其影响线 ( $P_{1\max} > P_{2\max}$ )



最大支座反力为  $D_{\max}$ ，最小轮压  $P_{\min}$  在另一侧排架柱上产生的最大支座反力为  $D_{\min}$ 。  
 $D_{\max}$  和  $D_{\min}$  标准值可分别按下式计算：

$$\left. \begin{aligned} D_{\max} &= \sum P_{i\max} y_i \\ D_{\min} &= \sum P_{i\min} y_i \end{aligned} \right\} \quad (5-1)$$

式中  $y_i$ ——与各轮对应的支座反力影响线的竖向坐标。

《建筑结构荷载规范》规定：当计算排架考虑多台吊车竖向荷载时，对一层吊车单跨厂房的每个排架，一般按不多于两台吊车计算，对多跨厂房的每个排架，一般按不多于四台吊车计算。

## (2) 吊车横向水平荷载

一般的四轮桥式吊车，每个轮子施加于吊车梁上的横向水平荷载标准值  $T$  为：

$$T = \frac{1}{4} \alpha (Q + g_1) g \quad (5-2)$$

式中  $Q$ ——吊车额定起重量 (t)；

$g_1$ ——小车重量 (t)；

$g$ ——重力加速度；

$\alpha$ ——横向制动力系数，对于软钩吊车，当  $Q \leq 10t$  时， $\alpha = 0.12$ ，当  $Q = (16 \sim 50)t$  时， $\alpha = 0.1$ ，当  $Q \geq 75t$  时， $\alpha = 0.08$ ；对于硬钩吊车， $\alpha = 0.2$ 。

一侧排架柱受到的吊车横向水平荷载标准值  $T_{\max}$  按下式计算：

$$T_{\max} = \sum T_i y_i \quad (5-3)$$

《建筑结构荷载规范》规定，考虑多台吊车水平荷载时，对单跨或多跨厂房的每个排架，参与组合的吊车台数不应多于两台。

## 4. 风荷载

垂直于单层厂房表面上的风荷载标准值按式 (1-3) 计算。作用于柱顶以下墙面上的风荷载，近似按均布荷载计算，以柱顶标高确定风压高度变化系数；作用于屋盖部分的风荷载仍按均布考虑，其总水平力以集中力的形式作用于排架柱顶，相应的风压高度变化系数按屋架檐口标高（无天窗时）或天窗檐口标高（有天窗时）确定。

## 5.2.3 排架内力分析

不等高排架结构的内力一般采用力法进行计算。对于图 5-4 所示的两跨不等高排架，可建立典型力法方程如下：

$$\begin{cases} \delta_{11} x_1 + \delta_{12} x_2 + \Delta_{1p} = 0 \\ \delta_{21} x_1 + \delta_{22} x_2 + \Delta_{2p} = 0 \end{cases} \quad (5-4)$$

式中  $x_i$ ——横梁轴向力，由解力法方程确定；

$\delta_{ij}$ ——柔度系数，表示在  $x_j = 1$  单独作用下沿  $x_i$  方向所产生的位移，该位移与  $x_i$  方向一致时为正，相反时为负；

$\Delta_{ip}$ ——在外荷载作用下沿  $x_i$  方向所产生的位移。

## 5.2.4 排架柱、基础内力组合

在荷载作用下，柱子的内力是沿高度变化的，设计时应根据内力图和截面变化情况选取几个控制截面进行最不利内力组合。对于图 5-5 所示的单阶柱，一般取上柱底截面作为上柱的控制截面，取下柱顶截面和底截面作为下柱的控制截面。

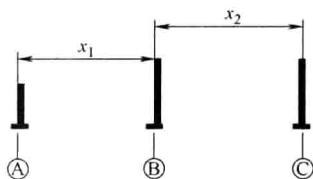


图 5-4 力法基本结构

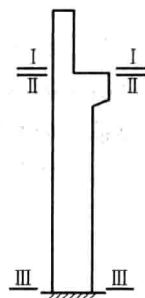


图 5-5 柱控制截面

各控制截面的最不利内力组合可按 1.3.3 节所述原则进行。对下柱柱底截面应组合弯矩、轴力和剪力，其他控制截面可只组合弯矩和轴力。通常选择以下四个项目作为可能的最不利内力组合：

- (1)  $+M_{\max}$  及相应的  $N$ 、 $V$
- (2)  $-M_{\max}$  及相应的  $N$ 、 $V$
- (3)  $N_{\max}$  及相应的  $M$ 、 $V$
- (4)  $N_{\min}$  及相应的  $M$ 、 $V$

当进行第 (1)、(2) 项组合时，若弯矩取定为最大正值或最大负值，则相应的轴力就确定了，只有一种。而对于第 (3)、(4) 项组合，当轴力取为最大或最小值时，相应的弯矩不只是一种，要取相应可能产生的最大正弯矩或最大负弯矩。

一般情况下，以上四种内力组合已能满足工程设计的要求。但有时可能最不利内力的组合并未包括在这四组组合之内，在进行内力组合时，如果发现更不利的内力应列出。

内力组合时应注意下列问题：

- (1) 恒载在任何情况下都应参与组合；
- (2) 任一跨吊车竖向荷载均有  $D_{\max}$  或  $D_{\min}$  作用于左边柱或作用于右边柱两种情况，每次只能选择一种；任一跨吊车水平荷载也有向左、向右两种情况，每次只能取一个方向；
- (3) 当选择吊车水平荷载进行组合时，该跨必然作用有吊车竖向荷载，而选择有吊车竖向荷载时，不一定要组合该跨吊车水平荷载；
- (4) 多跨单层吊车厂房，吊车竖向荷载最多可考虑 4 台，而不论单跨或多跨厂房，吊车水平荷载最多只能考虑 2 台。组合多台吊车荷载时，要乘以荷载折减系数，见表 5-5。

多台吊车的荷载折减系数

表 5-5

参与组合的吊车台数	吊车工作级别	
	A1~A5	A6~A8
2	0.90	0.95
3	0.85	0.90
4	0.80	0.85

注：对于多层吊车的单跨或多跨厂房，计算排架时，参与组合的吊车台数及荷载的折减系数，应按实际情况考虑。

当进行一项内力组合时,如果吊车竖向荷载考虑了4台,吊车水平荷载考虑了2台,则荷载折减系数应分别采用,即考虑4台吊车的荷载折减系数与吊车竖向荷载所产生的内力相乘,考虑2台吊车的荷载折减系数与吊车水平荷载所产生的内力相乘,并且对弯矩和轴力所乘荷载折减系数应相同。

(5) 左吹风和右吹风每次只能选择一种。

### 5.3 横向抗震计算

单层厂房的抗震计算,可以分别取横向和纵向两个方向进行,《建筑抗震设计规范》规定,对于7度Ⅰ、Ⅱ类场地,柱高不超过10m且结构单元两端均有山墙的单跨及等高多跨厂房(锯齿形厂房除外),当按规定采取抗震构造措施时,可不进行厂房的横向抗震验算;7度和8度,有斜腹杆的三铰拱式钢筋混凝土天窗架,其跨度为6m或小于9m时,也可不进行天窗架的横向抗震强度验算。

混凝土无檩和有檩屋盖厂房的横向抗震计算,一般情况下,宜计及屋盖的横向弹性变形,按多质点空间结构分析。当符合5.3.6节的条件时,可按平面排架计算,但应考虑扭转和空间工作的影响。

#### 5.3.1 计算简图

当采用底部剪力法计算横向排架地震作用时,对于柱距均相等的厂房,可以取柱距中心线之间的范围作为计算单元。

对于单跨和等高多跨厂房,其计算简图可以取为单质点体系(图5-6);不等高厂房,取两质点体系(图5-7);三跨屋盖且均不等高的厂房,取三质点体系(图5-8)。有突出屋面天窗的厂房,计算排架基本周期时,可将天窗屋盖重力荷载与厂房屋盖合并为一个质点,其计算简图与无天窗时一样(图5-9a),在计算天窗屋盖处的横向水平地震作用时,则将天窗重力荷载部分视为一个质点,集中到天窗屋盖标高处,如图5-9(b)所示。

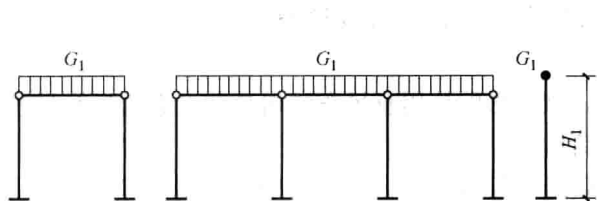


图 5-6 单质点体系厂房

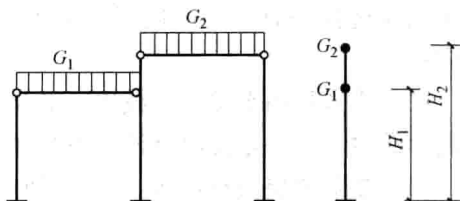


图 5-7 两质点体系厂房

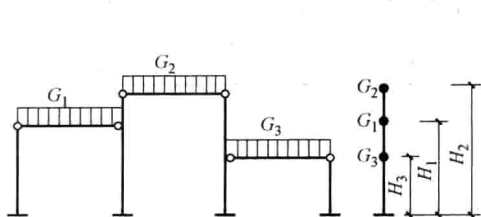


图 5-8 三质点体系厂房

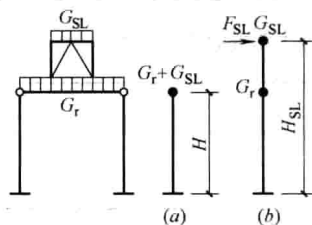


图 5-9 带天窗架厂房

### 5.3.2 重力荷载代表值

计算厂房横向水平地震作用时,重力荷载代表值按 1.4 节所述方法计算,吊车荷载按下述原则计算。

对单跨厂房,取一台吊车(选吨位最大的);对多跨厂房,取每跨一台吊车(并不超过两台);其重力荷载,对软钩吊车只取桥架(包括小车)自重,不考虑吊重,对硬钩吊车,除桥架自重外,再加 30%吊重。对夜间停放吊车的端部排架,应考虑每跨一台吊车自重,软、硬钩吊车均不考虑吊重。

### 5.3.3 质点等效集中重力荷载

质点等效集中重力荷载按前述重力荷载代表值乘以等效集中系数采用,等效集中系数分别按原体系与简化体系的基本自振周期等效和地震作用效应等效确定。

#### 1. 计算基本自振周期时

##### (1) 单跨或等高多跨厂房柱顶质点(图 5-6)

$$g_1 = 1.0(G_{\text{屋盖}} + 0.5G_{\text{雪}} + 0.5G_{\text{灰}}) + 0.5G_{\text{吊车梁}} + 0.25(G_{\text{柱}} + G_{\text{墙}}) \quad (5-5)$$

##### (2) 一低一高不等高厂房的低跨与高跨柱顶质点(图 5-7)

$$\begin{aligned} G_1 = & 1.0(G_{\text{低跨屋盖}} + 0.5G_{\text{低跨雪}} + 0.5G_{\text{低跨灰}}) + 0.5G_{\text{低跨吊车梁}} + \\ & 0.5G_{\text{高跨吊车梁(中)}}^* + 0.25(G_{\text{低跨边柱}} + G_{\text{中柱下柱}} + G_{\text{低跨外墙}}) + \\ & 0.5(G_{\text{中柱上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \end{aligned} \quad (5-6)$$

$$\begin{aligned} G_2 = & 1.0(G_{\text{高跨屋盖}} + 0.5G_{\text{高跨雪}} + 0.5G_{\text{高跨灰}}) + 0.5G_{\text{高跨吊车梁(边)}} + \\ & 0.5G_{\text{高跨吊车梁(中)}}^* + 0.25(G_{\text{高跨边柱}} + G_{\text{高跨外墙}}) + \\ & 0.5(G_{\text{中柱上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \end{aligned} \quad (5-7)$$

式中\*表示高跨吊车梁的等效集中系数取值与所处位置有关,此处按高跨吊车梁位于高跨柱顶与低跨柱顶之间,故取 0.5。如果高跨吊车梁位于低跨屋盖标高处,则将高跨吊车梁集中到  $G_1$ ,等效系数取 1.0。

在计算厂房排架的自振周期时,一般不考虑吊车桥架重力荷载。只有当吊车台数较多,吊车吨位较大时,才考虑将其重力荷载集中到柱顶,计算方法是将全部吊车桥架重力荷载平均分配给每榀排架,再等效集中到柱顶。

#### 2. 计算地震作用时

##### (1) 单跨或等高多跨厂房柱顶的质点(图 5-6)

$$G_1 = 1.0(G_{\text{屋盖}} + 0.5G_{\text{雪}} + 0.5G_{\text{灰}}) + 0.75G_{\text{吊车梁}} + 0.5(G_{\text{柱}} + G_{\text{墙}}) \quad (5-8)$$

##### (2) 一低一高不等高厂房的柱顶质点(图 5-7)

$$\begin{aligned} G_1 = & 1.0(G_{\text{低跨屋盖}} + 0.5G_{\text{低跨雪}} + 0.5G_{\text{低跨灰}}) + 0.75G_{\text{低跨吊车梁}} + \\ & 0.75G_{\text{高跨吊车梁(中)}}^* + 0.5(G_{\text{低跨边柱}} + G_{\text{中柱下柱}} + G_{\text{低跨外墙}}) + \\ & 0.5(G_{\text{中柱上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \end{aligned} \quad (5-9)$$

$$\begin{aligned} G_2 = & 1.0(G_{\text{高跨屋盖}} + 0.5G_{\text{高跨雪}} + 0.5G_{\text{高跨灰}}) + 0.75G_{\text{高跨吊车梁(边)}} + \\ & 0.75G_{\text{高跨吊车梁(中)}}^* + 0.5(G_{\text{高跨边柱}} + G_{\text{高跨外墙}}) + \\ & 0.5(G_{\text{中柱上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \end{aligned} \quad (5-10)$$

##### (3) 集中于吊车梁顶面标高处的质点

在计算排架的地震作用时,假定吊车桥架在吊车梁顶面处为一单独集中质点,符号为

$G_{cri}$ ，表示第  $i$  跨一台吊车桥架（不包括吊重）重力荷载产生的轮压在一根柱子上的牛腿反力。计算一台吊车桥架（不包括吊重）重力荷载所产生的轮压时，可近似认为大车自重居吊车跨度中央，小车自重全部作用在大车一侧轮子上。多跨厂房应每跨取一台吨位最大的吊车分别计算。集中重力荷载  $G_{cri}$  仅用于计算吊车桥架在此标高处产生的水平地震作用。

### 5.3.4 结构基本周期

#### 1. 单跨或等高多跨厂房——单质点系

排架基本周期计算公式为

$$T_1 = 2\phi_T \sqrt{G\delta_{11}} \quad (5-11)$$

式中  $G$ ——按周期等效的柱顶质点重力荷载（kN），按式（5-5）计算确定；

$\phi_T$ ——排架基本自振周期修正系数，考虑屋架与柱顶连接节点及纵墙刚度对排架侧移的影响，由钢筋混凝土屋架或钢屋架与钢筋混凝土柱组成的排架，有纵墙时取 0.8，无纵墙时取 0.9；

$\delta_{11}$ ——排架柱顶作用单位水平力时柱顶的侧移（图 5-10），单位 m/kN。

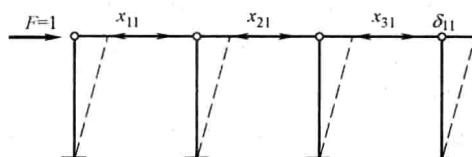


图 5-10 等高排架柔度系数计算简图

#### 2. 一低一高等高厂房或二低一高等高厂房——两质点系

排架基本周期计算公式为

$$T_1 = 2\phi_T \sqrt{\frac{G_1 u_1^2 + G_2 u_2^2}{G_1 u_1 + G_2 u_2}} \quad (5-12)$$

$$u_1 = G_1 \delta_{11} + G_2 \delta_{12} \quad (5-13)$$

$$u_2 = G_1 \delta_{21} + G_2 \delta_{22} \quad (5-14)$$

式中  $G_1$ 、 $G_2$ ——分别为按周期等效的低跨柱顶和高跨柱顶质点的等效集中重力荷载（kN），按式（5-6）和式（5-7）计算确定；

$\delta_{11}$ 、 $\delta_{21}$ ——排架低跨柱顶作用单位水平力时，分别在低跨柱顶和高跨柱顶产生的侧移，单位 m/kN，见图 5-11 (a)；

$\delta_{12}$ 、 $\delta_{22}$ ——排架高跨柱顶作用单位水平力时，分别在低跨柱顶和高跨柱顶产生的侧移，单位 m/kN，见图 5-11 (b)。

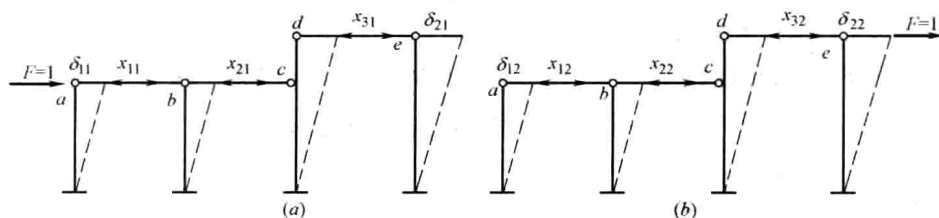


图 5-11 不等高排架柔度系数计算简图

### 5.3.5 平面排架横向水平地震作用计算

采用底部剪力法计算横向排架的水平地震作用。

#### 1. 排架柱顶横向水平地震作用

排架横向总水平地震作用标准值按式 (1-21) 计算, 式中的地震影响系数  $\alpha_1$  值由式 (1-14a) 或式 (1-15a) 或式 (1-16a) 或式 (1-17a) 确定;  $G_{eq}$  为集中到排架柱顶的等效总重力荷载, 对不等高厂房,  $G_{eq}=0.85\sum G_i$  ( $i=1, 2, 3$ )。作用于排架各屋盖处的水平地震作用按式 (1-22) 计算, 式中的  $G_i$  以及  $G_{eq}$  中的  $G_i$  分别按式 (5-8)~式 (5-10) 确定。

#### 2. 吊车桥架产生的横向水平地震作用 (吊车梁顶面标高处)

一台吊车桥架重力荷载产生的作用于一根柱上的吊车水平地震作用标准值  $F_{cri}$  为:

$$F_{cri}=\alpha_1 G_{cri} \frac{h_{cri}}{H} \quad (5-15)$$

式中  $G_{cri}$ ——第  $i$  跨吊车桥架作用在一根柱上的重力荷载, 其数值取一台吊车桥架自重轮压在一根柱上的牛腿反力;

$h_{cri}$ ——第  $i$  跨吊车梁顶面标高处的高度;

$H$ ——吊车所在跨柱顶的高度;

$\alpha_1$ ——对应于厂房横向平面排架基本周期的地震影响系数。

当为多跨厂房时, 各跨的吊车横向水平地震作用应分别进行计算。

#### 3. 突出屋面天窗架的横向水平地震作用

对于有斜撑杆的三铰拱式钢筋混凝土和钢天窗架, 可采用底部剪力法计算其横向水平地震作用。天窗架的横向水平地震作用标准值  $F_{sl}$  按下式计算:

$$F_{sl}=\frac{G_{sl}H_{sl}}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} \quad (5-16)$$

$$G_{sl}=1.0(G_{\text{天窗屋盖}}+0.5G_{\text{天窗积雪}}+0.5G_{\text{天窗积灰}}) \quad (5-17)$$

式中  $G_{sl}$ ——突出屋面部分天窗架的等效集中重力荷载代表值, (见式 5-17);

$H_{sl}$ ——天窗屋盖标高的高度, 由厂房柱基础顶面算起;

$F_{Ek}$ ——结构总水平地震作用标准值;

$G_j$ 、 $H_j$ ——分别为集中于质点  $j$  的重力荷载代表值及质点  $j$  的计算高度。

### 5.3.6 横向平面排架地震作用效应的调整

#### 1. 排架柱地震剪力和弯矩考虑空间工作和扭转影响的调整系数

《建筑抗震设计规范》规定, 对于钢筋混凝土屋盖的单层钢筋混凝土柱厂房, 当符合下列要求时, 可考虑空间工作和扭转影响, 调整排架柱的地震剪力和弯矩。

(1) 7 度和 8 度;

(2) 厂房单元屋盖长度与总跨度之比小于 8 或厂房总跨度大于 12m, 屋盖长度指山墙到山墙的间距, 仅一端有山墙时, 应取所考虑排架至山墙的距离; 高低跨相差较大的不等高厂房, 总跨度可不包括低跨;

(3) 山墙的厚度不小于 240mm, 开洞所占的水平截面积不超过总面积的 50%, 并与屋盖系统有良好的连接;

(4) 柱顶高度不大于 15m。

除高低跨交接处上柱以外的钢筋混凝土柱，排架柱的地震剪力和弯矩应分别乘以表 5-6 中相应的调整系数。仅对屋盖处水平地震作用产生的效应乘以此调整系数。

钢筋混凝土柱（除高低跨交接处上柱外）考虑空间工作和  
扭转影响的效应调整系数

表 5-6

屋盖	山 墙		屋盖长度(m)											
			≤30	36	42	48	54	60	66	72	78	84	90	96
钢筋混 凝土无 檩屋盖	两端 山墙	等高厂房	—	—	0.75	0.75	0.75	0.80	0.80	0.80	0.85	0.85	0.85	0.90
		不等高厂房	—	—	0.85	0.85	0.85	0.90	0.90	0.90	0.95	0.95	0.95	1.00
	一端山墙		1.05	1.15	1.20	1.25	1.30	1.30	1.30	1.30	1.35	1.35	1.35	1.35
钢筋混 凝土有 檩屋盖	两端 山墙	等高厂房	—	—	0.80	0.85	0.90	0.95	0.95	1.00	1.00	1.05	1.05	1.10
		不等高厂房	—	—	0.85	0.90	0.95	1.00	1.00	1.05	1.05	1.10	1.10	1.15
	一端山墙		1.0	1.05	1.10	1.10	1.15	1.15	1.15	1.20	1.20	1.20	1.25	1.25

2. 高低跨交接处钢筋混凝土上柱空间工作影响系数

大量震害表明，不等高厂房高低跨交接处中柱支承低跨屋盖牛腿以上柱截面普遍出现横向开裂，明显地反映了高振型地震作用的效应。因此，对于高低跨交接处钢筋混凝土柱的支承低跨屋盖牛腿以上各截面，按底部剪力法求得的地震剪力和弯矩，应乘以增大系数（仅对屋盖处水平地震作用产生的效应乘以此调整系数），其值按下式采用：

$$\eta=\zeta\left(1+1.7\frac{n_hG_{EL}}{n_0G_{Eh}}\right)$$
 (5-18)

- 式中  $\eta$ ——地震剪力和弯矩的增大系数；  
 $\zeta$ ——不等高厂房高低跨交接处的空间工作影响系数，按表 5-7 采用；  
 $n_h$ ——高跨的跨数；  
 $n_0$ ——计算跨数，仅一侧有低跨时应取总跨数，两侧均有低跨时应取总跨数与高跨跨数之和；  
 $G_{EL}$ ——集中于交接处一侧各低跨屋盖标高处的总重力荷载代表值；  
 $G_{Eh}$ ——集中于高跨柱顶标高处的总重力荷载代表值。

高低跨交接处钢筋混凝土上柱空间工作影响系数

表 5-7

屋盖	山墙	屋盖长度(m)										
		≤36	42	48	54	60	66	72	78	84	90	96
钢筋混凝土 无檩屋盖	两端山墙	—	0.70	0.76	0.82	0.88	0.94	1.00	1.06	1.06	1.06	1.06
	一端山墙	1.25										
钢筋混凝土 有檩屋盖	两端山墙	—	0.90	1.00	1.05	1.10	1.10	1.15	1.15	1.15	1.20	1.20
	一端山墙	1.05										

3. 吊车桥架引起的地震作用效应的增大系数

地震时，吊车桥架将引起厂房局部的强烈振动，增大了上柱的地震作用效应，因此，《建筑抗震设计规范》规定，钢筋混凝土柱单层厂房的吊车梁顶标高处的上柱截面（吊车所在跨的左右柱），由吊车桥架引起的地震剪力和弯矩应乘以增大系数，当按底部剪力法

等简化计算方法计算时，其值可按表 5-8 采用。此效应增大系数增大的只是由于吊车桥架产生的地震剪力和弯矩。

桥架引起的地震剪力和弯矩增大系数				表 5-8
屋盖类型	山 墙	边 柱	高低跨柱	其他中柱
钢筋混凝土无檩屋盖	两端山墙	2.0	2.5	3.0
	一端山墙	1.5	2.0	2.5
钢筋混凝土有檩屋盖	两端山墙	1.5	2.0	2.5
	一端山墙	1.5	2.0	2.0

#### 4. 突出屋面的顶部结构地震作用效应增大系数

对于突出屋面的顶部结构，当采用底部剪力法计算地震作用时，其地震作用效应按下列规定选取：

(1) 对突出屋面且带有斜腹杆的桁架式钢筋混凝土天窗架和钢天窗架，其横向地震作用效应取底部剪力法的计算结果，不放大；当天窗架的跨度大于 9m 或 9 度时，混凝土天窗架的横向水平地震作用效应乘以增大系数 1.5；

(2) 对突出屋面的女儿墙等小构件的横向水平地震作用效应，宜乘以放大系数 3。

### 5.3.7 地震作用效应及与其组合的荷载效应计算

#### 1. 厂房横向地震作用效应计算

以两跨不等高排架为例说明。

##### (1) 柱顶水平地震作用下排架内力计算

按图 5-12 所示计算简图计算排架柱剪力、弯矩，方法与排架静力计算相同，然后按 5.3.6 中所述方法，对地震剪力和弯矩乘以空间工作和扭转影响的调整系数（表 5-6、表 5-7）。

##### (2) 吊车桥架引起的横向水平地震作用下排架内力计算

在吊车桥架引起的横向水平地震作用  $F_{cr1}$  下，可按图 5-13 所示简图计算排架内力；当吊车吨位在 30t 以下时，也可近似地按柱顶为不动铰支座的计算简图（图 5-14）计算排架内力。吊车梁顶标高处的上柱截面的弯矩和剪力应乘以增大系数（表 5-8）。

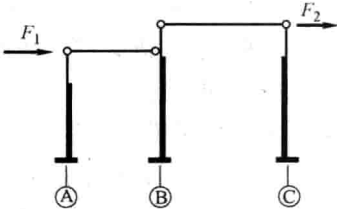


图 5-12 横向水平地震作用下排架计算简图

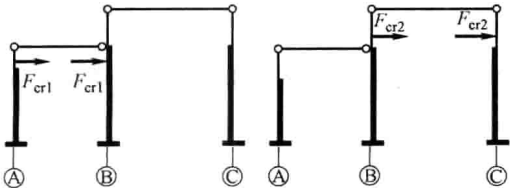


图 5-13 吊车桥架引起的地震作用下排架计算简图

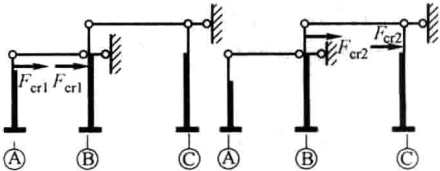


图 5-14 吊车桥架引起的地震作用下排架计算简图（吊车吨位小于 30t）

#### 2. 与横向水平地震作用效应进行组合的荷载效应



与横向水平地震作用效应进行组合的有以下荷载效应:

- (1) 结构自重重力荷载效应;
- (2) 50%屋面积雪荷载效应;
- (3) 50%屋面积灰荷载效应;
- (4) AB跨一台吊车桥架重力荷载效应;
- (5) AB跨一台吊车最大吊重重力荷载效应;
- (6) BC跨一台吊车桥架重力荷载效应;
- (7) BC跨一台吊车最大吊重重力荷载效应。

以上7项荷载效应的计算与静力计算方法相同。

厂房的横向水平地震作用效应不考虑与风荷载、吊车水平制动力和其他振动荷载(如锻锤、空压机、风机等)效应进行组合。

### 5.3.8 地震作用效应与其他荷载效应的组合

地震作用效应与其他荷载效应按第1章1.4节所述原则进行组合,组合时应注意下列问题:

- (1) 结构自重的重力荷载效应和由此产生的水平地震作用效应每次均应参与组合。
- (2) 吊车桥架水平地震作用效应与吊车重力荷载效应必须对应选取,例如选取了BC跨的吊车桥架水平地震作用效应项,则必须同时选取BC跨吊车桥架重力荷载效应项,是否选取BC跨吊重的重力荷载效应项,按对排架柱截面最不利荷载效应组合的原则确定。每次组合最多考虑两台吊车。
- (3) 地震作用是往复的,所以地震作用效应可正可负,组合时,吊车桥架的水平地震作用方向应与结构的地震作用方向一致。

### 5.3.9 横向排架的弹塑性变形验算

根据《建筑抗震设计规范》的规定,对位于8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度区的高大单层钢筋混凝土柱厂房横向排架,应进行罕遇地震作用下的排架上柱的弹塑性变形验算。高大厂房一般是指屋架的下弦标高大或等于18m的单层钢筋混凝土柱厂房,或是起重量大于或等于75t的厂房,以及排架基本周期 $T_1 \geq 1.5s$ 的较柔厂房。

验算单层厂房排架柱的弹塑性变形时,不考虑厂房空间工作对地震作用的影响,也不考虑地震作用效应的调整。

《建筑抗震设计规范》规定,对于单层钢筋混凝土柱厂房可以采用简化方法验算弹塑性变形,步骤如下:

- (1) 计算罕遇地震作用标准值作用下在排架柱顶产生的地震剪力所引起的按平面排架弹性分析计算所得的上柱根部截面的地震弯矩 $M_e$ ;
- (2) 按排架上柱截面的实际配筋面积、材料强度标准值和轴向力计算正截面受弯承载力 $M_y^a$ ;
- (3) 计算排架柱的楼层屈服强度系数 $\xi_y$  ( $\xi_y = M_y^a / M_e$ );
- (4) 计算罕遇地震作用标准值作用下排架柱上柱的弹性位移 $\Delta u_e$ ;
- (5) 根据计算所得的 $\xi_y$ 按表1-20确定弹塑性位移增大系数 $\eta_p$ ;
- (6) 按公式(1-34)计算排架柱上柱在罕遇地震作用下的弹塑性位移 $\Delta u_p$ ,验算是否满足要求。对单层厂房上柱,弹塑性位移角限值为1/30。

## 5.4 钢筋混凝土柱设计

### 5.4.1 柱纵向受力钢筋计算及构造要求

#### 1. 柱纵向受力钢筋计算

无地震作用和有地震作用时所得到的内力组合值是柱配筋计算的依据。柱纵向受力钢筋应由正截面受压承载力计算确定。

单层厂房柱常采用对称配筋。当按偏心受压构件计算柱正截面受压承载力时，可按以下步骤选取不利内力：

(1) 计算控制截面界限破坏时对应的轴向力  $N_b$ ：

矩形截面时 
$$N_b = \alpha_1 f_c b \xi_b h_0 \quad (5-19)$$

I形截面时 
$$N_b = \alpha_1 f_c [b \xi_b h_0 + (b'_f - b) h'_f] \quad (5-20)$$

当  $N \leq N_b$  时，属于大偏心受压情况；

当  $N > N_b$  时，属于小偏心受压情况。

(2) 根据大小偏压判别条件，将柱内力组合表中各控制截面的所有内力划分为大偏心受压组和小偏心受压组。

(3) 对大偏心受压组，按照“弯矩相差不多时，轴力越小越不利；轴力相差不多时，弯矩越大越不利”的原则进行比较，选出最不利内力。

(4) 对小偏心受压组，按照“弯矩相差不多时，轴力越大越不利；轴力相差不多时，弯矩越大越不利”的原则进行比较，选出最不利内力。

当按轴心受压构件验算垂直于弯矩作用平面的受压承载力时，应在柱内力组合表中选取最大轴力作为控制截面的最不利内力。

单层厂房排架柱在排架方向和垂直排架方向的计算长度按表 5-9 采用。

刚性屋盖单层房屋排架柱、露天吊车柱和栈桥柱的计算长度

表 5-9

柱的类型		$l_0$		
		排架方向	垂直排架方向	
			有柱间支撑	无柱间支撑
无吊车房屋柱	单跨	$1.5H$	$1.0H$	$1.2H$
	两跨及多跨	$1.25H$	$1.0H$	$1.2H$
有吊车房屋柱	上柱	$2.0H_u$	$1.25H_u$	$1.5H_u$
	下柱	$1.0H_l$	$0.8H_l$	$1.0H_l$
露天吊车柱和栈桥柱		$2.0H_l$	$1.0H_l$	—

注：1. 表中  $H$  为从基础顶面算起的柱子全高； $H_l$  为从基础顶面至装配式吊车梁底面或现浇式吊车梁顶面的柱下部高度； $H_u$  为从装配式吊车梁底面或从现浇式吊车梁顶面算起的柱子上部高度；

2. 表中有吊车房屋排架柱的计算长度，当计算中不考虑吊车荷载时，可按无吊车房屋的计算长度采用，但上柱的计算长度仍按有吊车房屋采用；

3. 表中有吊车房屋排架柱的上柱在排架方向的计算长度，仅适用于  $H_u/H_l \geq 0.3$  的情况；当  $H_u/H_l < 0.3$  时，计算长度宜采用  $2.5H_u$ 。

#### 2. 柱纵向受力钢筋的构造要求

柱中纵向受力钢筋直径不宜小于 12mm，全部纵向钢筋配筋率不宜大于 5%；当偏心

受压柱的截面高度不小于 600mm 时, 在柱的侧面应设置直径不小于 10mm 的纵向构造钢筋, 并应相应设置复合箍筋或拉筋; 柱内纵向钢筋的净距不应小于 50mm, 且不宜大于 300mm; 对于水平浇筑的预制柱, 纵向钢筋的最小净距不应小于 25mm 和钢筋直径; 在偏心受压柱中, 垂直于弯矩作用平面的侧面上的纵向受力钢筋中距不宜大于 300mm。

#### 5.4.2 裂缝宽度验算

根据《混凝土结构设计规范》的规定, 室内干燥环境下混凝土结构的环境类别为一类, 一类环境类别的钢筋混凝土结构裂缝控制等级属于三级, 最大裂缝宽度限值  $w_{\lim}=0.30\text{mm}$ 。

对于裂缝控制等级为三级的钢筋混凝土结构构件, 按荷载准永久组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度  $w_{\max}$ , 应符合下列规定:

$$w_{\max} \leq w_{\lim} \quad (5-21)$$

裂缝宽度验算属于正常使用极限状态的验算, 应在无地震作用时柱内力组合表中选取不利内力。另外, 对于相对偏心距  $e_0/h_0$  不大于 0.55 的偏心受压构件, 可不验算裂缝宽度。

#### 5.4.3 牛腿设计

##### 1. 牛腿的截面尺寸

(1) 牛腿的截面尺寸应满足下列裂缝控制要求:

$$F_{vk} \leq \beta \left( 1 - 0.5 \frac{F_{hk}}{F_{vk}} \right) \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \quad (5-22)$$

式中  $F_{vk}$ ——作用于牛腿顶部按荷载效应标准组合计算的竖向力值;

$F_{hk}$ ——作用于牛腿顶部按荷载效应标准组合计算的水平拉力值;

$\beta$ ——裂缝控制系数, 对需作疲劳验算的牛腿, 取 0.65; 其他牛腿, 取 0.80;

$a$ ——竖向力的作用点至下柱边缘的水平距离, 应考虑安装偏差 20mm; 当考虑安装偏差后的竖向力作用点仍位于下柱截面以内时, 取  $a=0$ ;

$b$ ——牛腿宽度;

$h_0$ ——牛腿与下柱交接处的垂直截面有效高度, 取  $h_0 = h_1 - a_s + c \tan \alpha$ ; 当  $\alpha$  大于  $45^\circ$  时, 取  $\alpha = 45^\circ$ ;  $c$  为下柱外边缘到牛腿外边缘的水平长度。

(2) 牛腿的外边缘高度  $h_1$  不应小于  $h/3$ , 且不应小于 200mm; (图 5-15);

(3) 在牛腿顶面的受压面上, 由竖向力  $F_{vk}$  所引起的局部压应力应满足下式的要求:

$$\frac{F_{vk}}{A} \leq 0.75 f_c \quad (5-23)$$

式中  $A$ ——局部受压面积,  $A=ab$ , 其中,  $a$ 、 $b$  分别为垫板的长度和宽度。

如果不满足上式的要求, 则应采取加大受压面积, 提高混凝土强度等级或设置钢筋网等有效措施。

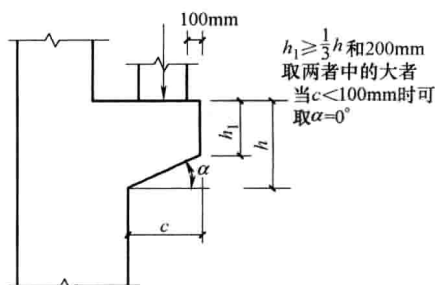


图 5-15 牛腿截面尺寸构造规定

## 2. 牛腿纵向受拉钢筋计算及构造要求

(1) 在牛腿中, 由承受竖向力所需的受拉钢筋截面面积和承受水平拉力所需的锚筋截面面积所组成的纵向受力钢筋的总截面面积, 应符合下列规定:

$$A_s \geq \frac{F_v a}{0.85 f_y h_0} + 1.2 \frac{F_h}{f_y} \quad (5-24)$$

当  $a < 0.3h_0$  时, 取  $a = 0.3h_0$ 。

式中  $F_v$ ——作用在牛腿顶部的竖向力设计值;

$F_h$ ——作用在牛腿顶部的水平拉力设计值。

(2) 在地震组合的竖向力和水平拉力作用下, 不等高厂房中, 支撑低跨屋盖的柱牛腿(柱肩)的纵向受拉钢筋截面面积, 应按下式计算:

$$A_s \geq \left( \frac{N_G a}{0.85 h_0 f_y} + 1.2 \frac{N_E}{f_y} \right) \gamma_{RE} \quad (5-25)$$

式中  $A_s$ ——纵向水平受拉钢筋的截面面积;

$N_G$ ——柱牛腿面上重力荷载代表值产生的压力设计值;

$a$ ——重力作用点至下柱近侧边缘的距离, 当小于  $0.3h_0$  时采用  $0.3h_0$ ;

$h_0$ ——牛腿最大竖向截面的有效高度;

$N_E$ ——柱牛腿面上地震组合的水平拉力设计值;

$f_y$ ——钢筋抗拉强度设计值;

$\gamma_{RE}$ ——承载力抗震调整系数, 可采用 1.0。

支承低跨屋盖的中柱牛腿(柱肩)的预埋件, 应与牛腿(柱肩)中按计算承受水平拉力部分的纵向钢筋焊接, 且焊接的钢筋, 6 度和 7 度时不应少于  $2\Phi 12$ , 8 度时不应少于  $2\Phi 14$ , 9 度时不应少于  $2\Phi 16$ 。

### (3) 构造要求

沿牛腿顶部配置的纵向受力钢筋, 宜采用 HRB400 级或 HRB500 级热轧带肋钢筋。全部纵向受力及弯起钢筋宜沿牛腿外边缘向下伸入下柱内 150mm 后截断(图 5-16)。

纵向受力钢筋及弯起钢筋伸入上柱的锚固长度, 当采用直线锚固时, 不应小于纵向受拉钢筋的锚固长度  $l_a$ , 受拉钢筋的基本锚固长度  $l_{ab}$  按下式计算:

$$l_{ab} = \alpha \frac{f_y}{f_t} d \quad (5-26)$$

式中  $f_y$ ——锚固钢筋的抗拉强度设计值;

$f_t$ ——锚固区混凝土轴心抗拉强度设计值, 当混凝土强度等级大于 C40 时按 C40 考虑;

$d$ ——锚固钢筋的直径;

$\alpha$ ——锚固钢筋的外形系数, 光面钢筋  $\alpha = 0.16$ , 带肋钢筋  $\alpha = 0.14$ 。

当带肋钢筋的公称直径大于 25mm 时, 按公式 (5-26) 计算的钢筋锚固长度应乘以修正系数 1.10, 纵向受拉钢筋的锚固长度在考虑修正后不应小于 200mm。

当上柱尺寸不足时, 牛腿纵向受力钢筋及弯起钢筋应伸至上柱外侧纵向钢筋内边并向下弯折, 其包含弯弧段在内的水平投影长度不应小于  $0.4l_a$ , 包含弯弧段在内的垂直投影



验算截面一般取上柱根部、牛腿根部和下柱跨中最大弯矩截面处。

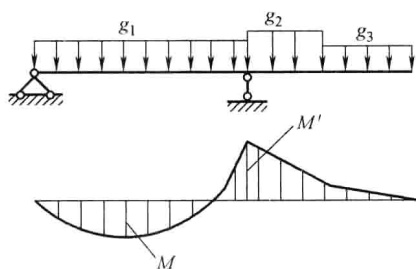


图 5-18 吊装验算时的计算简图

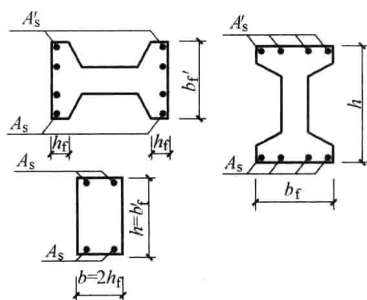


图 5-19 吊装验算时的计算截面

## 2. 受弯承载力验算

按受弯构件验算正截面受弯承载力，由于吊装时间短暂，安全等级可较使用阶段降低一级，故结构重要性系数  $\gamma_0$  取 0.9。

## 3. 裂缝宽度验算

柱在吊装阶段的裂缝宽度验算，可以按照使用阶段允许出现裂缝的控制等级计算。裂缝宽度计算公式中按荷载准永久组合计算的纵向受拉钢筋应力  $\sigma_{sq}$  可按式计算：

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q}{0.87h_0A_s} \quad (5-27)$$

式中  $M_q$ ——按荷载准永久组合计算的弯矩值。

## 5.4.5 柱箍筋的构造要求

### 1. 无地震作用时箍筋的构造要求

无地震作用时箍筋的设置应满足下列要求：

(1) 柱的箍筋应做成封闭式。箍筋间距不应大于 400mm 及构件截面的短边尺寸，且不应大于  $15d$ ， $d$  为纵向钢筋的最小直径。箍筋直径不应小于  $d/4$ ，且不应小于 6mm， $d$  为纵向钢筋的最大直径。

(2) 当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率大于 3% 时，箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于  $10d$ ，且不应大于 200mm。箍筋末端应做成  $135^\circ$  的弯钩，且弯钩末端平直段长度不应小于  $10d$ ， $d$  为纵向受力钢筋的最小直径。

(3) 当柱截面短边大于 400mm，且各边纵向钢筋多于 3 根时，或当柱截面短边不大于 400mm 但各边纵向钢筋多于 4 根时，应设置复合箍筋。

### 2. 有地震作用时箍筋的构造要求

有抗震设防要求的铰接排架柱下列范围内柱的箍筋应加密：

- (1) 柱头，取柱顶以下 500mm 并不小于柱截面长边尺寸；
  - (2) 上柱，取阶形柱自牛腿面至吊车梁顶面以上 300mm 高度范围内；
  - (3) 牛腿（柱肩），取全高；
  - (4) 柱根，取下柱柱底至室内地坪以上 500mm；
  - (5) 柱间支撑与柱连接节点和柱变位受平台等约束的部位，取节点上、下各 300mm。
- 加密区箍筋间距不应大于 100mm，箍筋肢距和最小直径应符合表 5-10 的规定。

柱加密区箍筋最大肢距和最小箍筋直径

表 5-10

烈度和场地类别		6 度和 7 度 I、II 类场地	7 度 III、IV 类场地和 8 度 I、II 类场地	8 度 III、IV 类场地和 9 度
箍筋最大肢距(mm)		300	250	200
箍筋 最小 直径	一般柱头和柱根	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 8(\phi 10)$
	角柱柱头	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 10$
	上柱牛腿和有支撑的柱根	$\phi 8$	$\phi 8$	$\phi 10$
	有支撑的柱头和 柱变位受约束部位	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$

注：括号内数值用于柱根。

## 5.5 钢筋混凝土柱下单独基础设计

《建筑抗震设计规范》规定，对于地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层（指 7 度、8 度和 9 度时，地基承载力特征值分别小于 80、100 和 120kPa 的土层）的一般单层厂房可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算。因此，当符合此条件时，可以从无地震作用时柱内力组合表中选取内力作为设计基础时的控制内力。本节钢筋混凝土柱下单独基础设计按照无地震作用时考虑。

### 5.5.1 基础底面尺寸的确定

基础的底面尺寸根据地基承载力计算确定。

#### 1. 轴心受压基础

轴心受压基础（图 5-20）的底面积按下式计算确定：

$$p_k = \frac{N_k + G_k}{A} \leq f_a \quad (5-28)$$

式中  $p_k$ ——相应于荷载效应标准组合时基础底面处的平均压力值；

$N_k$ ——相应于荷载效应标准组合时上部结构传至基础顶面的竖向力值；

$G_k$ ——基础自重和基础上的土重，可近似取  $G_k = \gamma_m d A$ ；

$A$ ——基础底面面积；

$f_a$ ——修正后的地基承载力特征值；

$\gamma_m$ ——基础与其上填土的平均重度，可取  $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$ ；

$d$ ——基础的埋置深度。

将  $G_k = \gamma_m d A$  代入式（5-28），可得基础底面面积为

$$A \geq \frac{N_k}{f_a - \gamma_m d} \quad (5-29)$$

#### 2. 偏心受压基础

偏心受压基础（图 5-21）底面面积按以下步骤计算：

（1）按轴心受压基础初步估算底面面积。先按式（5-29）计算基础底面面积，再适当放大 10%~40%。偏心受压基础底面一般采用矩形，长、短边之比一般为 1.5~2，多用 1.5 左右。基础边长应为 100mm 的倍数。

(2) 计算基础底面内力。相应于荷载效应标准组合时基础底面处的弯矩、轴向压力和剪力值分别按下列公式计算：

$$N_{bk} = N_k + G_k + N_{wk} \quad (5-30)$$

$$M_{bk} = M_k \pm V_k h \pm N_{wk} e_w \quad (5-31)$$

$$V_{bk} = V_k \quad (5-32)$$

式中  $M_{bk}$ 、 $N_{bk}$ 、 $V_{bk}$ ——分别为相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面处的弯矩、竖向压力和剪力值；

$M_k$ 、 $N_k$ 、 $V_k$ ——分别为相应于荷载效应标准组合时，作用于基础顶面处的弯矩、轴向压力和剪力值；

$N_{wk}$ 、 $e_w$ ——基础梁传来的竖向力标准值及基础梁中心线至基础底面中心线的距离；

$h$ ——基础高度。

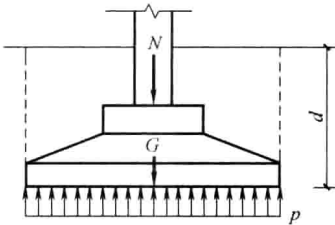


图 5-20 轴心受压基础

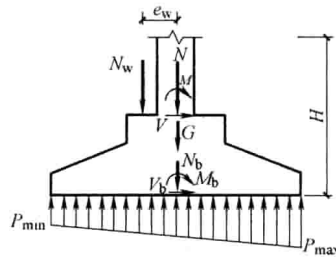


图 5-21 偏心受压基础

(3) 计算基底压力值。相应于荷载效应标准组合时基础底面边缘的最大和最小压力值，可按下列公式计算：

$$\begin{aligned} p_{kmax} &= \frac{N_{bk}}{A} \pm \frac{M_{bk}}{W} \\ p_{kmin} & \end{aligned} \quad (5-33)$$

式中  $A$ ——基础底面面积， $A=ab$ ， $a$  为基础底面长边， $b$  为基础底面短边；

$W$ ——基础底面的弹性抵抗矩， $W=ba^2/6$ 。

根据  $e_0 = M_{bk}/N_{bk}$  的不同，由式 (5-33) 所得的基底压力分布如图 5-22 所示。当  $e_0 > a/6$  时（图 5-22c），应按下式重新计算最大基底压力值：

$$p_{kmax} = \frac{2N_{bk}}{3kb} \quad (5-34)$$

式中  $k$ ——基底偏心压力  $N_{bk}$  作用点至最大基底压力边缘的距离， $k = \frac{a}{2} - e_0$ 。

(4) 验算地基承载力。对于偏心受压基础，由式 (5-33) 或式 (5-34) 所得基底压力应满足下列要求：

$$\frac{p_{kmax} + p_{kmin}}{2} \leq f_a \quad p_{kmax} \leq 1.2f_a \quad (5-35)$$

由于地基土的可压缩性，在长期不均匀压力作用下基础可能倾斜。因此，基底压力还应满足以下规定：对有吊车的厂房宜  $p_{kmin} \geq 0$ ，对于无吊车的厂房，当基础荷载中计入了风荷载引起的内力时，允许基础与地基局部脱开，但要求  $e_0 \leq a/4$ 。



### 5.5.2 基础高度的确定

基础高度根据柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力计算确定。

#### 1. 轴心受压基础

轴心受压基础柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力按下式计算（图 5-23）：

$$F_l \leq 0.7\beta_h f_t b_m h_0 \quad (5-36)$$

$$F_l = p_s A, \quad b_m = \frac{b_t + b_b}{2} \quad (5-37)$$

式中  $F_l$ ——冲切荷载设计值；

$\beta_h$ ——截面高度影响系数：当  $h \leq 800\text{mm}$  时，取  $\beta_h = 1.0$ ；当  $h \geq 2000\text{mm}$  时，取  $\beta_h = 0.9$ ，其间按线性内插法取用；

$f_t$ ——混凝土轴心抗拉强度设计值；

$p_s$ ——按荷载效应基本组合计算并考虑结构重要性系数的基础底面地基反力设计值（可扣除基础自重及其上的土重）；

$A$ ——考虑冲切荷载时取用的多边形面积（图 5-23 中的阴影面积 ABCDEF）；

$b_t$ ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长：当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽；

$b_b$ ——柱与基础交接处或基础变阶处的冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的下边长，取  $b_b = b_t + 2h_0$ ；

$h_0$ ——柱与基础交接处或基础变阶处的截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值。

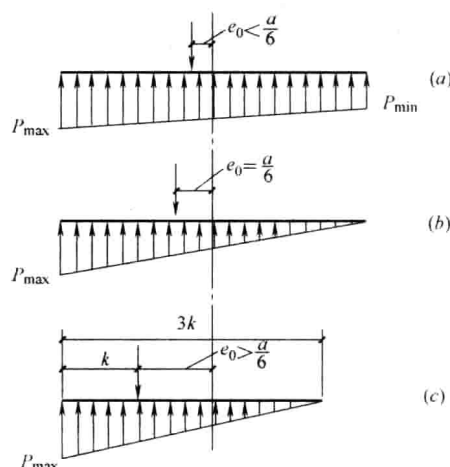


图 5-22 偏心受压基础基底压力分布

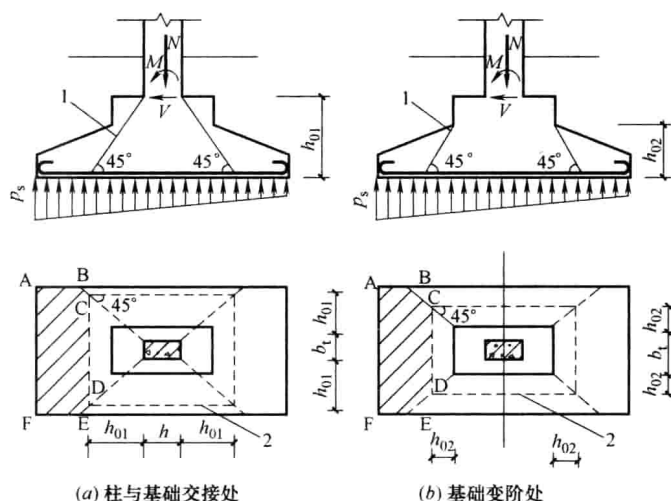


图 5-23 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

1—冲切破坏锥体最不利一侧斜截面；2—冲切破坏锥体的底面线

## 2. 偏心受压基础

偏心受压基础柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力仍按公式 (5-36) 及式 (5-37) 计算。公式中  $p_s$  含义与轴心受压基础相同, 可取用最大的地基反力设计值。

### 5.5.3 基础底板配筋计算

将基础底面划分为相互没有联系的四个区块, 每个区块都视为固定于柱周边的倒置的变截面悬臂板, 底板配筋按柱与基础交接处以及基础变阶处的正截面受弯承载力计算确定。

#### 1. 轴心受压基础

柱与基础交接处 I—I 和 II—II 截面 (图 5-24) 产生的弯矩设计值为

$$M_I = \frac{p_s}{24} (a - h_c)^2 (2b + b_c) \quad (5-38)$$

$$M_{II} = \frac{p_s}{24} (b - b_c)^2 (2a + h_c) \quad (5-39)$$

I—I 和 II—II 截面所需的受力钢筋截面面积按下列公式计算:

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0.9h_0f_y}, A_{sII} = \frac{M_{II}}{0.9(h_0 - d)f_y} \quad (5-40)$$

式中  $h_0$ ——I—I 计算截面处基础的有效高度;

$d$ ——受力钢筋直径;

$f_y$ ——钢筋的抗拉强度设计值。

$p_s$  含义同公式 (5-37)。

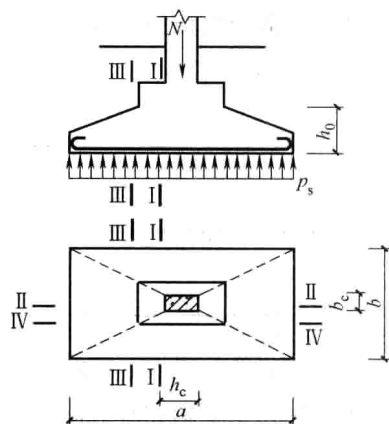


图 5-24 底板配筋计算截面

当计算基础变阶处 III—III 和 IV—IV 截面由基础底面地基反力设计值产生的弯矩时, 应用台阶长度和宽度代替公式 (5-38) 和式 (5-39) 中的柱截面高度  $h_c$  和截面宽度  $b_c$ 。III—III 和 IV—IV 截面的钢筋截面面积仍按公式 (5-40) 计算, 但公式中的  $h_0$  应为变阶处的截面有效高度。

基础底板两个方向的配筋均应取柱与基础交接处以及基础变阶处计算所得钢筋截面面积的较大者。

#### 2. 偏心受压基础

偏心受压基础沿基础底板配筋计算与轴心受压基础基本相同。计算  $M_I$  时, 用  $\frac{p_{smax} + p_{s,I}}{2}$  代替公式 (5-38) 中的  $p_s$ , 计算  $M_{II}$  时, 用  $\frac{p_{smax} + p_{smin}}{2}$  代替公式 (5-39) 中的  $p_s$ 。其中  $p_{s,I}$  为 I—I 截面处的基础底面地基反力设计值。底板配筋仍用公式 (5-40) 计算。

### 5.5.4 基础构造要求

#### 1. 材料

基础采用的混凝土强度等级不应低于 C20; 垫层的混凝土强度等级应为 C10, 垫层的厚度一般为 100mm, 不宜小于 70mm, 垫层四周伸出基础边缘 100mm。

#### 2. 基础外形尺寸

锥形基础和阶梯形基础的外形尺寸要求见图 5-25 和图 5-26。

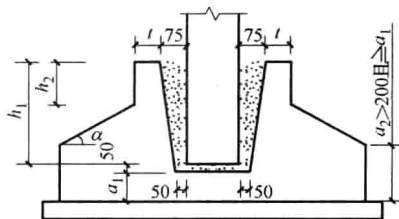


图 5-25 锥形基础的外形尺寸

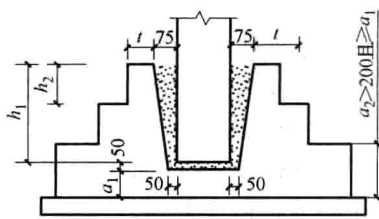


图 5-26 阶梯形基础的外形尺寸

### (1) 杯口深度

杯口的深度等于柱的插入深度  $h_1 + 50\text{mm}$ ，一般  $h_1$  可按表 5-11 选用，杯口深度应满足柱内纵向钢筋的锚固长度  $l_a$  及吊装时柱的稳定性要求（即不小于吊装时柱长的 0.05 倍）。在任何情况下， $h_1$  值不得小于 500mm。

柱的插入深度  $h_1$  (mm)

表 5-11

矩形或 I 形柱				双肢柱
$h_c < 500$	$500 \leq h_c < 800$	$800 \leq h_c \leq 1000$	$h_c > 1000$	
$(1 \sim 1.2)h_c$	$h_c$	$0.9h_c$ 且 $\geq 800$	$0.8h_c$ 且 $\geq 1000$	$(1/3 \sim 2/3)h_a$ $(1.5 \sim 1.8)h_b$

注：1.  $h_c$  为柱截面长边尺寸； $h_a$  为双肢柱全截面长边尺寸； $h_b$  为双肢柱全截面短边尺寸；

2. 柱轴心受压或小偏心受压时， $h_1$  可适当减小，偏心距大于  $2h_c$  时， $h_1$  应适当加大。

### (2) 杯底厚度和杯壁厚度

基础的杯底厚度和杯壁厚度可按表 5-12 选用。

基础杯底厚度和杯壁厚度

表 5-12

柱截面长边尺寸 $h_c$ (mm)	杯底厚度 $a_1$ (mm)	杯壁厚度 $t$ (mm)
$h_c < 500$	$\geq 150$	150~200
$500 \leq h_c < 800$	$\geq 200$	$\geq 200$
$800 \leq h_c < 1000$	$\geq 200$	$\geq 300$
$1000 \leq h_c < 1500$	$\geq 250$	$\geq 350$
$1500 \leq h_c < 2000$	$\geq 300$	$\geq 400$

注：1. 双肢柱的杯底厚度值，可适当加大；

2. 当有基础梁时，基础梁下的杯壁厚度，应满足其支承宽度的要求；

3. 柱子插入杯口部分的表面应凿毛，柱子与杯口之间的空隙，应用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土充填密实，当达到材料强度的 70% 以上时，方能进行上部吊装。

### (3) 台阶高度

锥形基础的边缘高度  $a_2$  应大于或等于杯底厚度  $a_1$  和  $1/4h_c$  ( $h_c$  为预制柱的截面高度) 并应大于 200mm。锥形基础的坡度角  $\alpha$  应大于或等于  $25^\circ$ ，最大不得大于  $35^\circ$ 。

钢筋混凝土阶梯形基础的每阶高度宜为 300~500mm，当基础高度  $h \leq 500\text{mm}$  时宜采用一阶；当  $500 < h \leq 900\text{mm}$  时宜采用二阶；当  $h > 900\text{mm}$  时宜采用三阶。

### 3. 配筋构造要求

基础底板受力钢筋的最小直径不宜小于 10mm，间距不宜大于 200mm，也不宜小于 100mm。短边方向的钢筋应置于长边方向钢筋之上。当有垫层时钢筋保护层厚度不小于 40mm；无垫层时不小于 70mm。

当柱下钢筋混凝土独立基础的边长大于或等于 2.5m 时，底板受力钢筋的长度可取边长的 0.9 倍，并宜交错布置。

当柱为轴心受压或小偏心受压且  $t/h_2 \geq 0.65$  时，或大偏心受压且  $t/h_2 \geq 0.75$  时，杯壁可不配筋；当柱为轴心受压或小偏心受压且  $0.5 \leq t/h_2 < 0.65$  时，杯壁可按表 5-13 构造配筋，配筋方式见图 5-27；其他情况下，应按计算配筋。

杯壁构造配筋			表 5-13
柱截面长边尺寸(mm)	$h_c < 1000$	$1000 \leq h_c < 1500$	$1500 \leq h_c \leq 2000$
钢筋直径(mm)	8~10	10~12	12~16

注：表中钢筋置于杯口顶部，每边两根。

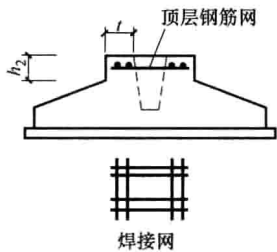


图 5-27 杯口配筋构造

## 5.6 纵向抗震计算

根据厂房的不同情况，纵向抗震计算可以采用空间分析法、修正刚度法、拟能量法和柱列分片计算法。本节按照一般土木工程专业本科毕业设计所涉及的厂房类型，按拟能量法叙述厂房的纵向抗震计算方法。拟能量适用于钢筋混凝土无檩和有檩屋盖的两跨不等高厂房。

### 5.6.1 柱间支撑布置及杆件截面的初步拟定

柱间支撑一般包括上柱柱间支撑和下柱柱间支撑。阶形柱的上柱柱间支撑布置在柱子截面的形心轴线上，其上、下节点分别设在上柱的柱顶和根部；当下柱截面为 I 形时，下柱柱间支撑布置在下柱截面翼缘部分的形心轴线上，其上、下节点分别设在牛腿顶面和基础顶面（或室内地面标高）。

柱间支撑的形式有十字交叉形支撑、空腹门形支撑、实腹门形支撑、八字形支撑、斜柱形支撑和人字形支撑六类。一般情况下宜采用十字交叉形支撑。交叉杆件的倾角一般做成  $35^\circ \sim 55^\circ$ 。在特殊情况下如因生产工艺的要求及结构空间的限制，可以采用其他支撑形式。当柱距与支撑高度比大于等于 2 时，可采用人字形支撑；当柱距与支撑高度比大于等于 2.5 时，可采用八字形支撑。

为减小柱间支撑在支撑平面外的计算长度，可将两个柱肢平面内的两片柱间支撑以缀

条连接。当两片支撑间距等于或小于 600mm 时采用直缀条；两片支撑间距大于 600mm 时采用斜缀条连接。

柱间支撑一般采用钢结构，钢结构支撑拉杆宜采用单角钢或双角钢，压杆采用双角钢组成的十字形或 T 字形截面。

柱间支撑的最小截面，采用角钢时不小于 L 75×6；采用槽钢时不小于 [12。柱间支撑截面可根据经验并参考柱间支撑标准图确定。

### 5.6.2 重力荷载代表值的计算

厂房纵向抗震计算时，重力荷载代表值按 1.4 节所述方法计算，吊车荷载按下述原则计算。

在计算厂房纵向自振周期时，由于吊车总重力荷载在整个柱列总重力荷载中所占比例较小，一般不计吊车重力荷载的影响；在计算厂房纵向地震作用时，吊车的纵向水平地震作用通常按集中在吊车梁顶面标高处的质点进行计算。集中到该质点的吊车重力荷载，可取该柱列左右跨吊车桥架自重重力荷载之和的一半，硬钩吊车考虑吊重重力荷载的 30%。

厂房纵向抗震计算时，通常将各构件自重重力荷载集中到一个或两个质点。各构件等效集中到质点的重力荷载，在计算厂房纵向自振周期时按能量相等的原则确定，在计算柱列纵向水平地震作用时，应按柱底作用效应相等的原则确定，但在拟能量法中统一采用后一数值，同时对纵向自振周期乘以根据比较计算得出的修正系数  $\phi_T$ 。

对于无吊车厂房或较小吨位吊车厂房，为了简化计算，质量全部集中到柱顶；而对有较大吨位吊车的厂房，在牛腿处增设一个质点，除将吊车梁和吊车桥架重力荷载集中在此处外，还将柱的一部分质量就近集中于此。

#### 1. 无吊车厂房或有较小吨位吊车厂房（图 5-28）

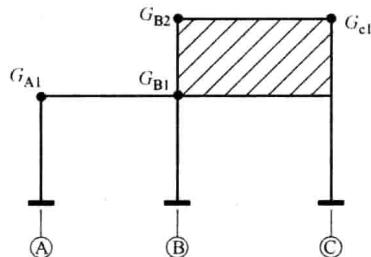


图 5-28 无吊车厂房或有较小吨位吊车厂房纵向各质点

$$G_{A1} = 1.0(G_{\frac{1}{2}AB}^{\text{跨屋盖}} + 0.5G_{\frac{1}{2}AB}^{\text{跨雪}} + 0.5G_{\frac{1}{2}AB}^{\text{跨灰}}) + 0.5G_{A\text{列柱}} \quad (5-41)$$

$$+ 0.5G_{\frac{1}{2}AB}^{\text{跨横墙}} + 0.7G_{A\text{列纵墙}} + 0.75(G_{\frac{1}{2}AB}^{\text{跨吊车梁}} + G_{\frac{1}{2}AB}^{\text{跨吊车桥架}})$$

$$G_{B1} = 1.0(G_{\frac{1}{2}AB}^{\text{跨屋盖}} + 0.5G_{\frac{1}{2}AB}^{\text{跨雪}} + 0.5G_{\frac{1}{2}AB}^{\text{跨灰}}) + 0.5G_{B\text{列下柱}} \quad (5-42)$$

$$+ 0.5(G_{\frac{1}{2}AB}^{\text{跨横墙}} + G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨横墙(下部)}}) + 0.75(G_{\frac{1}{2}AB}^{\text{跨吊车梁}} + G_{\frac{1}{2}AB}^{\text{跨吊车桥架}})$$

$$+ 1.0(G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨吊车梁}} + G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨吊车桥架}}) + 0.5(G_{B\text{列上柱}} + G_{\text{高跨封墙}})$$

$$G_{B2} = 1.0(G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨屋盖}} + 0.5G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨雪}} + 0.5G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨灰}})$$

$$+ 0.5G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨横墙(上部)}} + 0.5(G_{B\text{列上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \quad (5-43)$$

$$G_{C1} = 1.0(G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨屋盖}} + 0.5G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨雪}} + 0.5G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨灰}}) + 0.5G_{C\text{列柱}}$$

$$+ 0.5G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨横墙}} + 0.7G_{C\text{列纵墙}} + 0.75(G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨吊车梁}} + G_{\frac{1}{2}BC}^{\text{跨吊车桥架}}) \quad (5-44)$$

## 2. 有较大吨位吊车的厂房 (图 5-29)

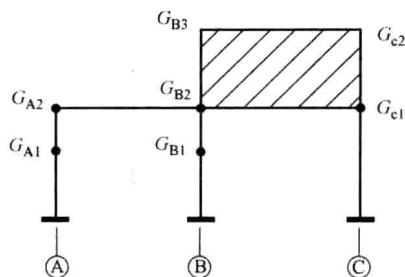


图 5-29 大吨位吊车厂房纵向各质点

$$G_{A1} = 0.4G_{A\text{列柱}} + 1.0G_{\frac{1}{2}AB\text{跨吊车梁}} + 1.0G_{\frac{1}{2}AB\text{跨吊车桥架}} \quad (5-45)$$

$$G_{A2} = 1.0(G_{\frac{1}{2}AB\text{跨屋盖}} + 0.5G_{\frac{1}{2}AB\text{跨雪}} + 0.5G_{\frac{1}{2}AB\text{跨灰}}) + 0.1G_{A\text{列柱}} + 0.7G_{A\text{列纵墙}} + 0.5G_{\frac{1}{2}AB\text{跨横墙}} \quad (5-46)$$

$$G_{B1} = 0.4G_{B\text{列下柱}} + 1.0G_{\frac{1}{2}AB\text{跨吊车梁}} + 1.0G_{\frac{1}{2}AB\text{跨吊车桥架}} \quad (5-47)$$

$$G_{B2} = 1.0(G_{\frac{1}{2}AB\text{跨屋盖}} + 0.5G_{\frac{1}{2}AB\text{跨雪}} + 0.5G_{\frac{1}{2}AB\text{跨灰}}) + 1.0(G_{\frac{1}{2}BC\text{跨吊车梁}} + G_{\frac{1}{2}BC\text{跨吊车桥架}}) + 0.1G_{B\text{列下柱}} + 0.5(G_{\frac{1}{2}AB\text{跨横墙}} + G_{\frac{1}{2}BC\text{跨横墙(下部)}}) + 0.5(G_{B\text{列上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \quad (5-48)$$

$$G_{B3} = 1.0(G_{\frac{1}{2}BC\text{跨屋盖}} + 0.5G_{\frac{1}{2}BC\text{跨雪}} + 0.5G_{\frac{1}{2}BC\text{跨灰}}) + 0.5G_{\frac{1}{2}BC\text{跨横墙(上部)}} + 0.5(G_{B\text{列上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \quad (5-49)$$

$$G_{C1} = 0.4G_{C\text{列柱}} + 1.0(G_{\frac{1}{2}BC\text{跨吊车梁}} + G_{\frac{1}{2}BC\text{跨吊车桥架}}) \quad (5-50)$$

$$G_{C2} = 1.0(G_{\frac{1}{2}BC\text{跨屋盖}} + 0.5G_{\frac{1}{2}BC\text{跨雪}} + 0.5G_{\frac{1}{2}BC\text{跨灰}}) + 0.1G_{C\text{列柱}} + 0.5G_{\frac{1}{2}BC\text{跨横墙}} + 0.7G_{C\text{列纵墙}} \quad (5-51)$$

注意，以上各式中纵墙自重重力荷载向柱顶集中时，分为底层窗间墙半高以上到柱顶及柱顶以上两部分，前者等效集中系数按 0.7 采用，后者等效集中系数按 1.0 采用。

### 5.6.3 柱、纵墙和支撑刚度

#### 1. 柱的侧移刚度

##### (1) 单阶柱一个力作用于柱顶端

单阶柱一个力作用于柱顶端时，柱的侧移刚度按下式计算：

$$K_c = \frac{\psi}{\delta_c} \quad (5-52)$$

式中  $\delta_c$ ——单位力  $F_1=1$  作用于柱顶端时，柱顶的侧移；

$\psi$ ——屋盖、吊车梁等纵向构件对柱侧移刚度的影响系数，无吊车梁时，取  $\psi=1.1$ ；有吊车梁时，取  $\psi=1.5$ 。

##### (2) 单阶柱两个力分别作用于柱顶和柱变截面处 (图 5-30)

柱的侧移刚度为：

$$[K_c] = \psi[\delta_c]^{-1} = \frac{\psi}{|\delta_c|} \begin{bmatrix} \delta_{c22} & -\delta_{c21} \\ -\delta_{c12} & \delta_{c11} \end{bmatrix} \quad (5-53)$$

式中  $|\delta_c| = \delta_{c11}\delta_{c22} - (\delta_{c12})^2$ ， $\delta_{c11}$ ， $\delta_{c12}$ ， $\delta_{c21}$ ， $\delta_{c22}$  含义见图 5-30。

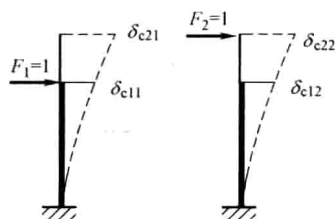


图 5-30 单阶柱两个力分别作用于柱顶和柱变截面处

## 2. 纵墙刚度

### (1) 无洞砖墙的刚度

1) 底端固定上端自由的悬臂墙 悬臂墙顶端在单位水平力作用下的侧移为:

$$\delta = \frac{h^3}{3EI} + \frac{\xi h}{GA} \quad (5-54)$$

将  $I = tb^3/12$ ,  $A = tb$  代入并令  $\rho = h/b$ , 上式变为

$$\delta = \frac{4\rho^3 + 3\rho}{Et} \quad (5-55)$$

悬臂墙顶端的刚度系数为:

$$K_w = \frac{Et}{4\rho^3 + 3\rho} = EtK'_0 \quad (5-56)$$

2) 上下两端均为嵌固的墙肢 墙肢上端的柔度和侧移刚度系数分别为:

$$\delta = \frac{\rho^3 + 3\rho}{Et} \quad (5-57)$$

$$K_w = \frac{Et}{\rho^3 + 3\rho} = EtK_0 \quad (5-58)$$

式中  $h$ 、 $b$ 、 $t$ ——分别为悬臂墙或墙肢的高度、宽度和厚度;

$E$ 、 $G$ ——为砖砌体的弹性模量和剪切模量,  $G = 0.4E$ ,  $E$  由《砌体结构设计规范》查得;

$\xi$ ——为剪应变不均匀系数, 矩形截面时,  $\xi = 1.2$ ;

$K'_0$ 、 $K_0$ ——为悬臂墙或墙肢的相对刚度, 根据墙段的高宽比  $\rho$  值查表 5-14。

墙段的相对侧移刚度  $K_0$  和  $K'_0$

表 5-14

$\rho$	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0
$K_0$	3.322	1.644	0.791	0.496	0.343	0.250	0.188	0.144	0.112	0.089	0.071	0.043	0.028
$K'_0$	3.289	1.582	0.687	0.375	0.225	0.143	0.095	0.066	0.047	0.035	0.026	0.014	0.009

### (2) 多洞砖墙的刚度 (图 5-31)

墙顶端的刚度系数

$$K_w = \frac{1}{\delta}, \delta = \sum_{i=1}^n \delta_i, \delta_i = \frac{1}{K_i} \quad (5-59)$$

对水平无洞墙带

$$K_i = Et(K_0)_i \quad (i=1, 3, 5 \dots) \quad (5-60)$$

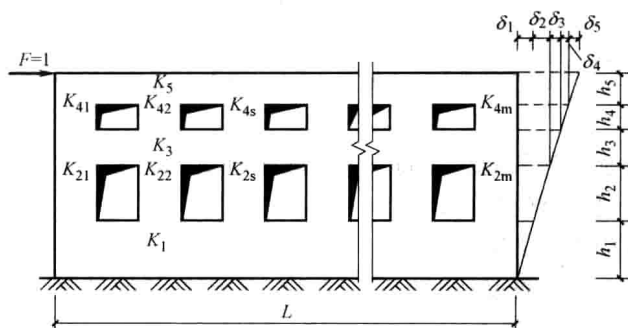


图 5-31 多洞砖墙

对有洞口的墙段（具有多肢的墙段）

$$K_i = \sum_{s=1}^m K_{is} = Et \sum_{i=1}^m (K_0)_{is} \quad (i = 2, 4) \quad (5-61)$$

式中  $(K_0)_i$ ——沿墙高第  $i$  段墙的相对刚度  $K_0$ ，根据  $i$  段墙的高宽比  $\rho$  值查表 5-14；

$(K_0)_{is}$ ——第  $i$  段墙中的  $s$  墙肢的相对刚度  $K_0$ ，根据第  $s$  墙肢的高宽比  $\rho$  值查表 5-14；

$t$ ——砖墙的厚度；

$n$ ——沿高度划分的墙段数，图 5-31 中  $n=5$ ； $m$  为有洞口墙段的墙肢数。

### (3) 贴砌墙刚度

对贴砌于钢筋混凝土柱边的砖墙，其侧移刚度按下式计算：

$$K_w = \gamma_1 \frac{1}{\sum_{i=1}^n \delta_i} \quad (5-62)$$

式中  $\gamma_1$ ——计算周期时， $\gamma_1=1$ ；计算地震作用时，考虑砖墙由于开裂以及与柱子的非整体连接等因素所引起的刚度折减系数，对于纵向无筋砌体 7、8、9 度时， $\gamma_1$  分别取 0.6、0.4、0.2；

$\delta_i$ ——各墙段的侧移，按多洞墙公式 (5-59) 计算。

### 3. 柱间支撑的侧移刚度

#### (1) 柔性交叉支撑 ( $\lambda > 200$ ) 的柔度系数 (图 5-32)

在单位力  $F_1=1$  作用下，节点①和节点②的侧移为

$$\delta_{11} = \delta_{21} = \frac{1}{EL^2} \left( \frac{l_1^3}{A_1} + \frac{l_2^3}{A_2} \right) \quad (5-63)$$

在单位力  $F_2=1$  作用下，节点②和节点①的侧移为

$$\delta_{22} = \frac{1}{EL^2} \left( \frac{l_1^3}{A_1} + \frac{l_2^3}{A_2} + \frac{l_3^3}{A_3} \right) \quad (5-64)$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} \quad (5-65)$$

#### (2) 半刚性交叉支撑 ( $\lambda \leq 200$ ) 的柔度系数 (图 5-33)

在单位力  $F_1=1$  作用下，节点①和节点②的侧移为

$$\delta_{11} = \delta_{21} = \frac{1}{EL^2} \left[ \frac{l_1^3}{(1+\varphi_1)A_1} + \frac{l_2^3}{(1+\varphi_2)A_2} \right] \quad (5-66)$$



在单位力  $F_2=1$  作用下, 节点②和节点①的侧移为

$$\delta_{22} = \frac{1}{EL^2} \left[ \frac{l_1^3}{(1+\varphi_1)A_1} + \frac{l_2^3}{(1+\varphi_2)A_2} + \frac{l_3^3}{(1+\varphi_3)A_3} \right] \quad (5-67)$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} \quad (5-68)$$

式中  $l_i$ 、 $A_i$ ——分别为各节间斜杆的长度和截面面积 ( $i=1, 2, 3$ );

$E$ ——钢材的弹性模量;

$L$ ——柱间支撑的宽度;

$\varphi_i$ ——各节间斜杆受压时的稳定系数, 根据杆件的最大计算长细比  $\lambda$  确定 ( $i=1, 2, 3$ )。

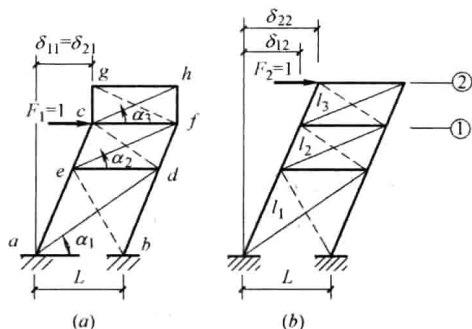


图 5-32 柔性交叉支撑

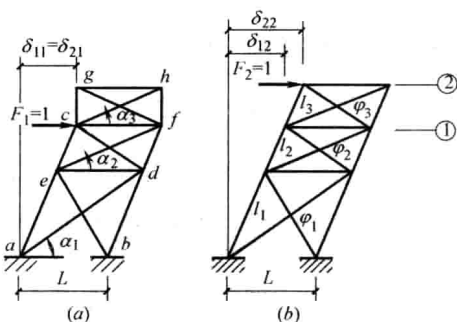


图 5-33 半刚性交叉支撑

当支撑斜杆为单面连接的单角钢, 且按轴心受压杆确定其稳定系数  $\varphi_i$  值时,  $\varphi_i$  值应乘以折减系数  $\eta$ , 当  $\lambda \leq 100$  时,  $\eta=0.7$ ; 当  $\lambda \geq 200$  时,  $\eta=1.0$ ; 当  $100 < \lambda < 200$  时,  $\eta$  值按线性插入取值。

### (3) 交叉支撑的刚度

柱间支撑两个高度处的刚度系数 (图 5-34) 为

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix}^{-1} = \frac{1}{|\delta|} \begin{bmatrix} \delta_{22} & -\delta_{21} \\ -\delta_{12} & \delta_{11} \end{bmatrix} \quad (5-69)$$

$$|\delta| = \delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2 \quad (5-70)$$

式中  $\delta_{11}$ 、 $\delta_{12}$ 、 $\delta_{21}$ 、 $\delta_{22}$ ——根据不同情况分别按公式 (5-63)~式 (5-68) 计算。

### 5.6.4 柱列刚度 $K_s$ 和柱列柔度 $\delta_s$

#### 1. 仅柱顶设水平连杆的纵向柱列 (图 5-35)

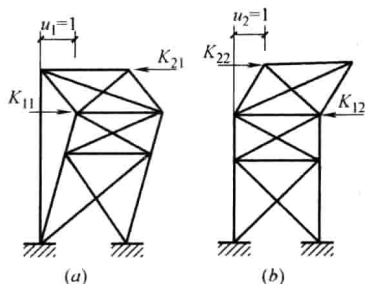


图 5-34 交叉支撑的刚度系数

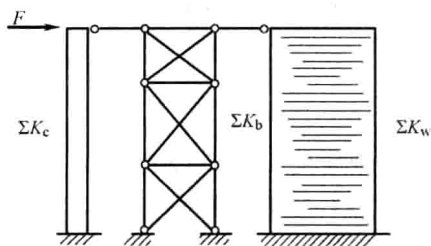


图 5-35 柱顶设水平连杆的纵向柱列

柱列刚度  $K_s$  按下式计算：

$$K_s = \sum K_c + \sum K_b + \sum K_w \quad (5-71)$$

式中  $K_c$ 、 $K_b$ 、 $K_w$ ——分别为一根柱子、一片支撑和一片纵墙的侧移刚度。

为进一步简化计算，可粗略地假定柱列内所有柱子的刚度为支撑刚度的 10%，即  $\sum K_c = 0.1 \sum K_b$ 。

## 2. 有两根连杆的纵向柱列

两个力分别作用于柱顶和柱中部时（图 5-36a、b），或者仅有一个力作用于柱顶，但采取两根连杆（分别设在屋盖和吊车梁高度处）的计算简图（图 5-36c、d），可采用下述方法计算柱列刚度。

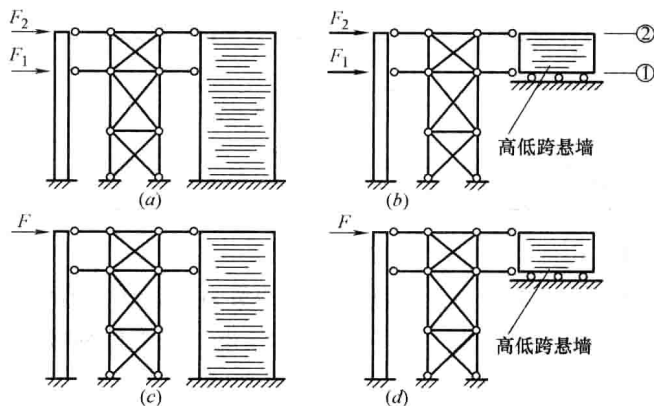


图 5-36 有两根连杆的纵向柱列

### (1) 第 $s$ 柱列的刚度矩阵

$$[K_s] = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} = [K_c] + [K_b] + [K_w] \quad (5-72)$$

式中  $[K_c]$ 、 $[K_b]$ 、 $[K_w]$ ——分别为第  $s$  柱列中  $n$  根柱子总的刚度矩阵、支撑侧移刚度矩阵、纵向砖墙刚度矩阵。

$$[K_c] = \begin{bmatrix} K_{c11} & K_{c12} \\ K_{c21} & K_{c22} \end{bmatrix} = \frac{n\psi}{|\delta_c|} \begin{bmatrix} \delta_{c22} & -\delta_{c21} \\ -\delta_{c12} & \delta_{c11} \end{bmatrix} \quad (5-73)$$

$$[K_b] = \begin{bmatrix} K_{b11} & K_{b12} \\ K_{b21} & K_{b22} \end{bmatrix} \quad [K_w] = \begin{bmatrix} K_{w11} & K_{w12} \\ K_{w21} & K_{w22} \end{bmatrix} \quad (5-74)$$

当工程设计要求精度不高时，也可粗略地假定整个柱列的柱总刚度是柱列支撑刚度的 10%。

### (2) 第 $s$ 柱列的柱列柔度矩阵

$$[\delta_s] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix} = [K_s]^{-1} \quad (5-75)$$

## 5.6.5 厂房纵向基本周期

1. 按厂房空间作用对质点等效重力荷载代表值进行调整

按厂房空间作用对质点等效重力荷载代表值进行如下调整：

屋盖处质点：

$$\text{高低跨柱列} \quad G'_{si} = v G_{si} \quad (5-76)$$

$$\text{边柱列} \quad G'_{si} = G_{si} + (1-v)G_{si} \quad (5-77)$$

$$\text{牛腿面质点:} \quad G'_{si} = G_{si} \quad (5-78)$$

式中  $v$ ——按跨度中线划分的柱列质量的调整系数，中柱列的高、低跨屋盖处的质量调整系数，取同一数值，按表 5-15 采用。

$G_{si}$ ,  $G'_{si}$ ——分别为按厂房空间作用进行质量调整前和调整后，第  $i$  质点的重力荷载代表值。

中柱列质量调整系数  $v$  表 5-15

纵向围护墙和地震烈度		钢筋混凝土无檩屋盖		钢筋混凝土有檩屋盖	
240 砖墙	370 砖墙	边跨无天窗	边跨有天窗	边跨无天窗	边跨有天窗
	7 度	0.50	0.55	0.60	0.65
7 度	8 度	0.60	0.65	0.70	0.75
8 度	9 度	0.70	0.75	0.80	0.85
9 度		0.75	0.80	0.85	0.90
无墙、石棉瓦、瓦楞铁或挂板		0.90	0.90	1.0	1.0

## 2. 柱列侧移计算

将各柱列作为分离体，本柱列各质点调整后的重力荷载代表值作为纵向水平力，计算  $i$  质点处产生的侧移（图 5-37），对于图 5-37 所示情况，柱列侧移按下列公式计算：

$$\left. \begin{aligned} u_{A1} &= G'_{A1} \delta_A \\ u_{B1} &= G'_{B1} \delta_{B11} + G'_{B2} \delta_{B12} \\ u_{B2} &= G'_{B1} \delta_{B21} + G'_{B2} \delta_{B22} \\ u_{C1} &= G'_{C1} \delta_C \end{aligned} \right\} \quad (5-79)$$

式中  $\delta_A$ 、 $\delta_C$ ——分别为  $A$ 、 $C$  柱列柔度系数；

$\delta_{B11}$ 、 $\delta_{B12}$ 、 $\delta_{B21}$ 、 $\delta_{B22}$ —— $B$  柱列柔度系数。

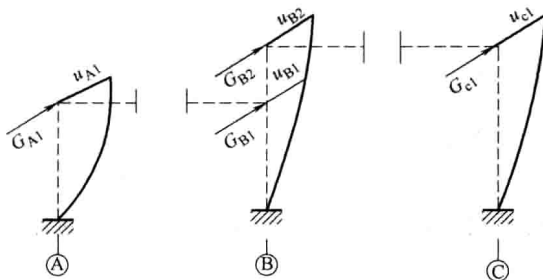


图 5-37 柱列侧移计算简图

对于牛腿面有质点的柱列（图 5-38），作为一种近似计算，牛腿面质点处侧移  $u_i$  也可取等于屋盖（中柱列则为低跨屋盖处）质点侧移乘以吊车牛腿面高度  $h_s$  与该跨柱顶高度  $H_s$  的比值。即：

$$u_i(\text{牛腿面}) = \frac{h_s}{H_s} u_i(\text{屋盖处}) \quad (5-80)$$

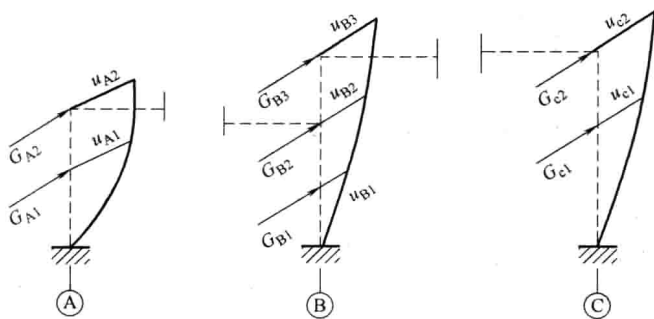


图 5-38 牛腿面有质点柱列的侧移计算简图

### 3. 厂房纵向基本周期

厂房纵向基本周期  $T_1$  可按下式计算:

$$T_1 = 2\psi_T \sqrt{\frac{\sum G'_{si} u_i^2}{\sum G'_{si} u_i}} \quad (5-81)$$

式中  $\psi_T$ ——拟能量法周期修正系数, 无围护墙时, 取 0.9; 有围护墙 (砖墙、挂板、石棉瓦或瓦楞铁皮) 时, 取 0.8;

$G'_{si}$ ——按厂房空间作用进行质量调整后的第  $i$  质点重力荷载代表值;

$u_i$ ——各柱列作为分离体, 在本柱列调整后的质点重力荷载  $G_i$  作为纵向水平力的共同作用下,  $i$  质点处产生的侧移。

### 5.6.6 柱列水平地震作用

作用于第  $s$  柱列 (分离体) 屋盖高度处的纵向水平地震作用按下式计算:

高低跨柱列

$$F_{si} = \alpha_1 (G'_{s1} + G'_{s2}) \frac{G'_{si} H_{si}}{G'_{s1} H_{s1} + G'_{s2} H_{s2}} \quad (i=1, 2) \quad (5-82)$$

一般柱列

$$F_{s1} = \alpha_1 G'_{s1} \quad (5-83)$$

式中  $\alpha_1$ ——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数值;

$G_{s1}$ 、 $G_{s2}$ ——分别为  $s$  柱列第 1、2 质点经调整后的重力荷载代表值;

$H_{s1}$ 、 $H_{s2}$ ——分别为  $s$  柱列第 1、2 质点的计算高度。

对于有较大吨位吊车的厂房, 作用于第  $s$  柱列吊车牛腿面高度处的纵向水平地震作用为:

$$F_{cs} = \alpha_1 G_{cs} \frac{h_s}{H_s} \quad (5-84)$$

### 5.6.7 构件水平地震作用

1. 无吊车或有较小吨位吊车的厂房

(1) 一般柱列 (不包括高低跨柱列)

柱列中一根柱、一片支撑及一片砖墙在柱顶高度处的水平地震作用分别为:

$$F_{sc} = \frac{K_c}{K_s} F_{s1}, F_{sb} = \frac{K_b}{K_s} F_{s1}, F_{sw} = \phi_1 \frac{K_w}{K_s} F_{s1} \quad (5-85)$$

$$K_s = \sum K_c + \sum K_b + \phi_1 \sum K_w \quad (5-86)$$

式中  $K_c$ 、 $K_b$ 、 $K_w$ ——分别为一根柱、一片支撑及一片砖墙的刚度；

$K'_s$ ——为砖墙开裂后柱列的刚度；

$\phi_1$ ——砖墙开裂后刚度降低系数，当设防烈度为 7、8、9 度时，对于到底围护墙， $\phi_1$  分别取 0.6、0.4、0.2，对于悬墙分别取 0.4、0.2、0.1。

## (2) 高低跨柱列

高低跨柱列上的水平地震作用，不能直接按构件刚度比例分配，应按同一柱列内构件与柱列的变形协调原则分配纵向地震作用。应先计算柱列侧移，再乘以构件的刚度矩阵，得到各构件的水平地震作用。如果粗略地假定柱子为等效剪切杆，则整个柱列为剪切型构件，柱列的水平地震作用，可直接按构件刚度比例分配，假定整个柱列内所有柱子的刚度是柱列内支撑刚度的 10%，则  $s$  柱列各构件的水平地震作用可按以下公式计算（图 5-39）：

作用于整片悬墙上的剪力  $V_{sw}$ 、上柱支撑的总剪力  $V_{sb2}$  及下柱支撑的总剪力  $V_{sb1}$  分别按下式计算：

$$V_{sw} = \frac{\phi_1}{\delta_{sw} K_{s2}} F_{s2}, V_{sb2} = \frac{10}{11} (F_{s2} - V_{sw}), V_{sb1} = \frac{10}{11} (F_{s1} + F_{s2}) \quad (5-87)$$

作用于一根柱柱顶水平地震作用  $F_{sc2}$  及低跨屋盖处水平地震作用  $F_{sc1}$  分别按下列各式计算：

$$F_{sc2} = \frac{1}{11n} (F_{s2} - V_{sw}), F_{sc1} = \frac{1}{11n} (V_{sb1} - V_{sb2}) \quad (5-88)$$

式中  $n$ ——高低跨柱列柱的根数；

$\phi_1$ ——砖墙开裂后刚度降低系数，同式（5-85）；

$\delta_{sw}$ ——悬墙的侧移柔度（图 5-40）；

$K_{s1}$ 、 $K_{s2}$ ——整个柱列 1 段和 2 段的侧移刚度；

$F_{s1}$ 、 $F_{s2}$ ——分别为作用于低跨、高跨屋盖处柱列的水平地震作用。

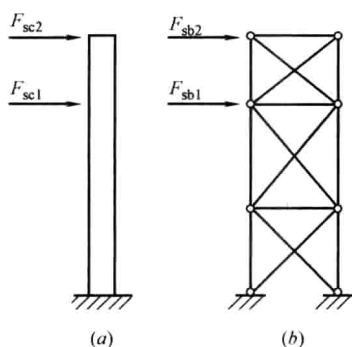


图 5-39 有悬墙的高低跨柱列构件水平地震作用

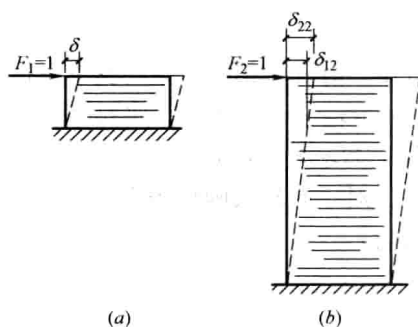


图 5-40 砖墙的侧移柔度系数

## 2. 有较大吨位吊车的厂房

### (1) 一般柱列

一般柱列有两个质点，柱列分为有落地墙和无围护墙两种情况。计算方法与无吊车厂房或有较小吨位吊车厂房的高低跨柱列相同。当采用简化算法时， $s$  柱列各构件的水平地震作用或水平地震作用效应可按以下各式计算。

1) 对于无围护墙柱列 (图 5-41)

一根柱及一片支撑的水平地震作用分别按下列各式计算:

$$F_{sc1} = \frac{1}{11n} F_{s1}, F_{sc2} = \frac{1}{11n} F_{s2} \quad (5-89)$$

一片支撑的水平地震作用

$$F_{sb1} = \frac{10}{11r_1} F_{s1}, F_{sb2} = \frac{10}{11r_2} F_{s2} \quad (5-90)$$

式中  $n$ —— $s$  柱列柱的根数;

$r_1$ 、 $r_2$ ——分别为上柱柱间支撑和下柱柱间支撑的片数。

2) 对于有落地墙柱列 (图 5-42)

作用于砖墙上的地震剪力

$$V_{sw2} = \frac{\phi_1}{K_{s2}(\delta_{w22} - \delta_{w12})} F_{s2}, V_{sw1} = \frac{\phi_1}{K_{s1}\delta_{w12}} (F_{s1} + F_{s2}) \quad (5-91)$$

作用于柱间支撑上的地震剪力

$$V_{sb2} = \frac{10}{11} (F_{s2} - V_{sw2}), V_{sb1} = \frac{10}{11} (F_{s1} + F_{s2} - V_{sw1}) \quad (5-92)$$

作用于一根柱上的地震作用

$$F_{cs2} = \frac{1}{10n} V_{sb2}, F_{cs1} = \frac{1}{10n} (V_{sb1} - V_{sb2}) \quad (5-93)$$

式中  $\delta_{w12}$ 、 $\delta_{w22}$ ——落地砖墙的侧移柔度系数 (图 5-40b);

$K_{s1}$ 、 $K_{s2}$ ——整个柱列 1 段和 2 段的侧移刚度。

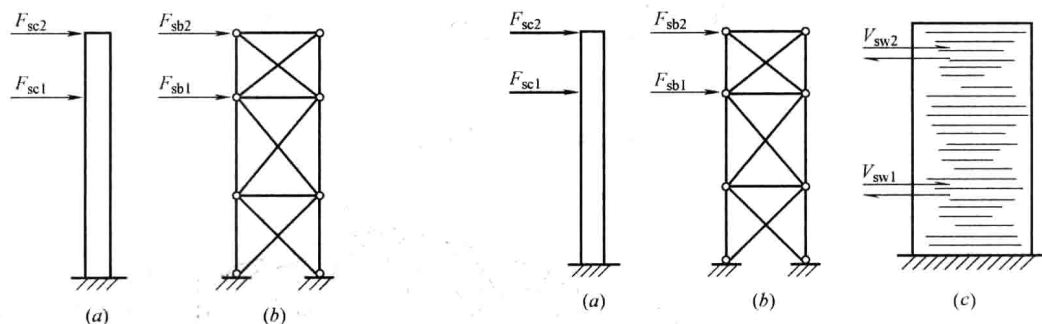


图 5-41 无围护墙柱列构件地震作用

(2) 高低跨柱列

高低跨柱列有三个质点 (图 5-43), 情况与无吊车或有较小吨位吊车厂房的高低跨柱列类似。采用同样的假定, 同时不计悬墙的刚度, 则可按以下各式计算高低跨柱列柱和支撑的地震作用。

一根柱水平地震作用

$$F_{sc1} = \frac{1}{11n} F_{s1}, F_{sc2} = \frac{1}{11n} F_{s2}, F_{sc3} = \frac{1}{11n} F_{s3} \quad (5-94)$$

一片支撑水平地震作用

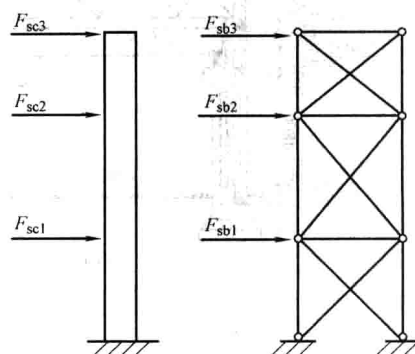


图 5-43 构件地震作用

$$F_{sb1} = \frac{10}{11r_1} F_{s1}, F_{sb2} = \frac{10}{11r_2} F_{s2}, F_{sb3} = \frac{10}{11r_3} F_{s3} \quad (5-95)$$

### 5.6.8 柱间支撑的承载力验算

在求得每片柱间支撑承受的地震作用之后,便可确定杆件内力。然后按《钢结构设计规范》进行截面承载力验算,并应考虑承载力抗震调整系数。

## 5.7 设计实例

某机床制造厂机械加工车间,根据工艺和建筑设计的要求,确定车间为两跨不等高钢筋混凝土排架结构。车间长度为 72m,柱距为 6m,AB 跨跨度为 18m,CD 跨跨度为 24m,各跨设两台工作级别为 A5 的吊车。厂房平面见图 5-44,厂房结构剖面见图 5-45。

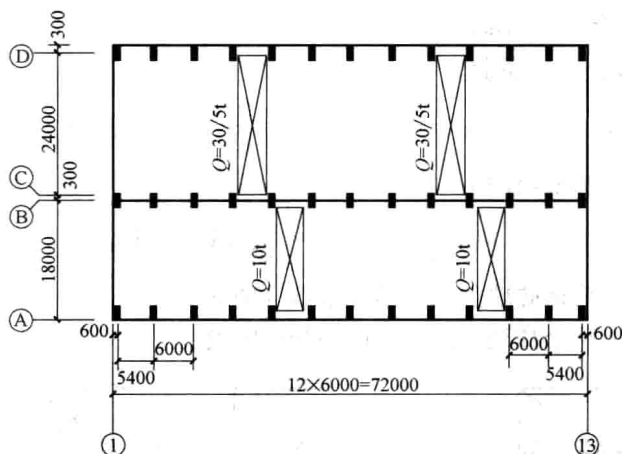


图 5-44 厂房平面图

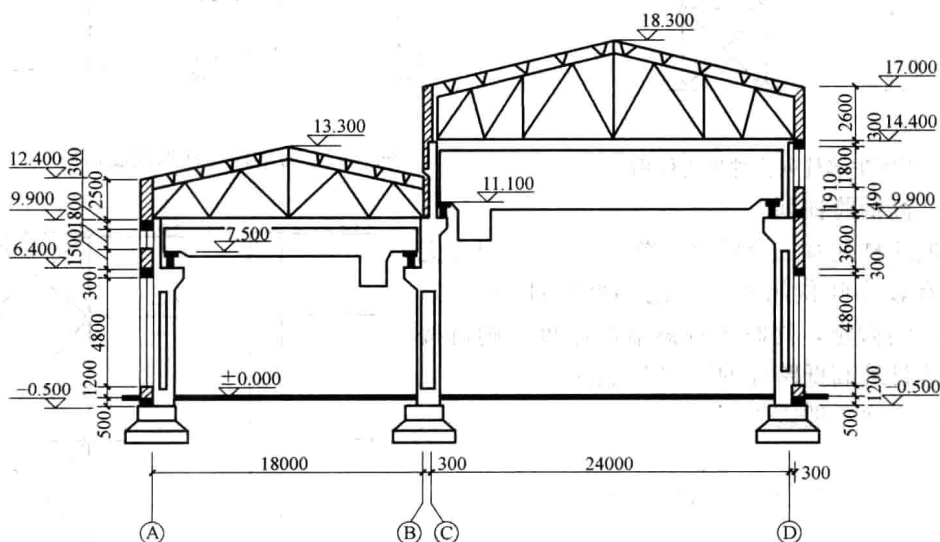


图 5-45 厂房结构剖面图

该厂房的设计使用年限为 50 年，混凝土结构的环境类别为一类；基本风压为  $0.35\text{kN/m}^2$ ，基本雪压为  $0.25\text{kN/m}^2$ ；土壤冻结深度为  $0.3\text{m}$ ，地下水位为  $-13.5\text{m}$ ，属Ⅰ级非自重湿陷性黄土地基，地基承载力特征值为  $164\text{kN/m}^2$ ；抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为  $0.20g$ ，设计地震分组为第一组，场地类别为Ⅱ类。

5.7.1 结构构件选用及其重力荷载

本厂房屋面板、屋架、支撑、吊车梁、连系梁、基础梁、轨道及轨道联结件均选用标准图集，各构件重力荷载标准值见表 5-16。屋盖构造层、屋盖支撑、钢窗及围护砖墙自重重力荷载也列入表中。

结构构件选用及重力荷载标准值 表 5-16

标准图集	标准图集号	重力荷载标准值	备 注
1.5m×6.0m 预应力混凝土屋面板	04G410-1	$1.5\text{kN/m}^2$	(包括灌缝重)
预应力混凝土 折线型屋架	04G415-1	65.5kN/榀 (AB 跨) 112.75kN/榀 (CD 跨)	
钢筋混凝土吊车梁 (工作级别 A4、A5)	04G323-2	28.2kN/根 (AB 跨) 40.8kN/根 (CD 跨)	$b\times h\times b'_1\times h'_1=250\times 900\times 500\times 100\text{mm}$ $b\times h\times b'_1\times h'_1=300\times 1200\times 500\times 120\text{mm}$
吊车轨道连接件 及车挡	04G325	$0.47\text{kN/m}$	
钢筋混凝土连系梁	04G321	$17.5\text{kN/根}$	$b\times h=240\times 490\text{mm}$
钢筋混凝土基础梁	04G320	$16.1\text{kN/根}$	
屋盖构造层 及屋盖支撑自重		$1.80\text{kN/m}^2$	
钢窗(窗户宽度 4.2m)		$0.45\text{kN/m}^2$	
240mm 厚砖墙		$4.56\text{kN/m}^2$	

根据厂房跨度、高度和吊车起重重并参考表 5-3、表 5-4，确定柱截面尺寸，见表 5-17。柱混凝土强度等级为 C30，纵向受力钢筋和箍筋采用 HRB400 级钢筋。

柱截面尺寸及重力荷载标准值 表 5-17

柱列	上 柱		下 柱	
	截面尺寸	自重(kN/m)	截面尺寸	自重(kN/m)
A 列	矩形 400×400	4.00	I 形 400×800×150×100	4.44
B、C 列	矩形 500×600	7.50	I 形 500×1200×200×120	7.64
D 列	矩形 500×500	6.25	I 形 500×1200×200×120	7.64

5.7.2 荷载计算

1. 计算单元及计算简图

厂房计算单元及计算简图分别见图 5-46 及图 5-47。



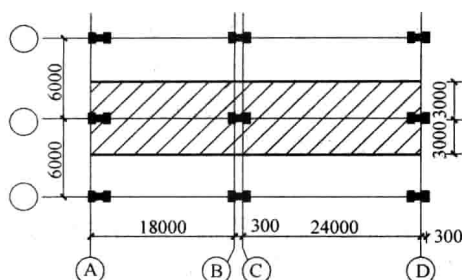


图 5-46 计算单元

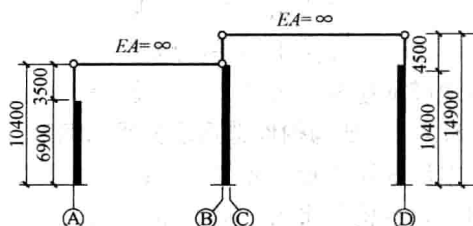


图 5-47 计算简图

## 2. 恒载标准值

### (1) 屋盖结构重力荷载

$$AB \text{ 跨} \quad G_{A1} = G_{B1} = (1.8 + 1.5) \times 9 \times 6 + 65.5 \times 0.5 = 210.95 \text{ kN}$$

$$CD \text{ 跨} \quad G_{C1} = G_{D1} = (1.8 + 1.5) \times 12 \times 6 + 112.75 \times 0.5 = 234.58 \text{ kN}$$

### (2) 柱重力荷载

$$A \text{ 柱} \quad \text{上柱} \quad G_{A2} = 4 \times 3.5 = 14.00 \text{ kN}$$

$$\text{下柱} \quad G_{A3} = 4.44 \times 6.9 \times 1.05 = 32.17 \text{ kN}$$

$$BC \text{ 柱} \quad \text{上柱} \quad G_{BC2} = 7.5 \times 4.5 = 33.75 \text{ kN}$$

$$\text{下柱} \quad G_{BC3} = 7.64 \times 10.4 \times 1.05 = 83.43 \text{ kN}$$

$$D \text{ 柱} \quad \text{上柱} \quad G_{D2} = 6.25 \times 4.5 = 28.13 \text{ kN}$$

$$\text{下柱} \quad G_{D3} = 7.64 \times 10.4 \times 1.05 = 83.43 \text{ kN}$$

上述计算中的系数 1.05 为考虑柱牛腿处及柱根部矩形部分的重量。

### (3) 吊车梁、轨道及轨道连接件重力荷载

$$AB \text{ 跨} \quad G_{A4} = G_{B4} = 28.2 + 0.47 \times 6 = 31.02 \text{ kN}$$

$$CD \text{ 跨} \quad G_{C4} = G_{D4} = 40.8 + 0.47 \times 6 = 43.62 \text{ kN}$$

### (4) 墙体重力荷载

#### A 列柱外墙

$$G_{A5} = 16.1 + 0.45 \times (4.8 + 1.8) \times 4.2 + 4.56 \times (12.4 \times 6 - 4.8 \times 4.2 - 1.8 \times 4.2) = 241.43 \text{ kN}$$

#### BC 列柱高跨封墙

$$G_{B5} = 17.5 + 4.56 \times 4.11 \times 6 = 129.95 \text{ kN}$$

#### D 列柱外墙

$$G_{D5} = 17.5 + 0.45 \times 1.8 \times 4.2 + 4.56 \times (6.61 \times 6 - 1.8 \times 4.2) = 167.28 \text{ kN}$$

$$G_{D6} = 16.1 + 0.45 \times 4.8 \times 4.2 + 4.56 \times (9.9 \times 6 - 4.8 \times 4.2) = 204.11 \text{ kN}$$

各柱恒载作用位置见图 5-48。

## 3. 屋面活荷载标准值

### (1) 屋面均布活荷载

由表 1-9 查得, 本厂房水平投影面上的屋面均布活荷载标准值为  $0.5 \text{ kN/m}^2$ 。

### (2) 屋面雪荷载

查《建筑结构荷载规范》表 7.2.1 屋面积雪分布系数, 高低跨交接处最大, 取平均值 1.5 估算, 屋面均布雪荷载标准值为:

$s_k = \mu_r s_0 = 1.5 \times 0.25 = 0.38 \text{ kN/m}^2 < 0.5 \text{ kN/m}^2$

故应按屋面均布活荷载考虑。

AB 跨  $Q_{A1} = Q_{B1} = 0.5 \times 9 \times 6 = 27 \text{ kN}$

CD 跨  $Q_{C1} = Q_{D1} = 0.5 \times 12 \times 6 = 36 \text{ kN}$

屋面活荷载作用位置与屋盖结构自重作用位置相同，如图 5-48 所示。

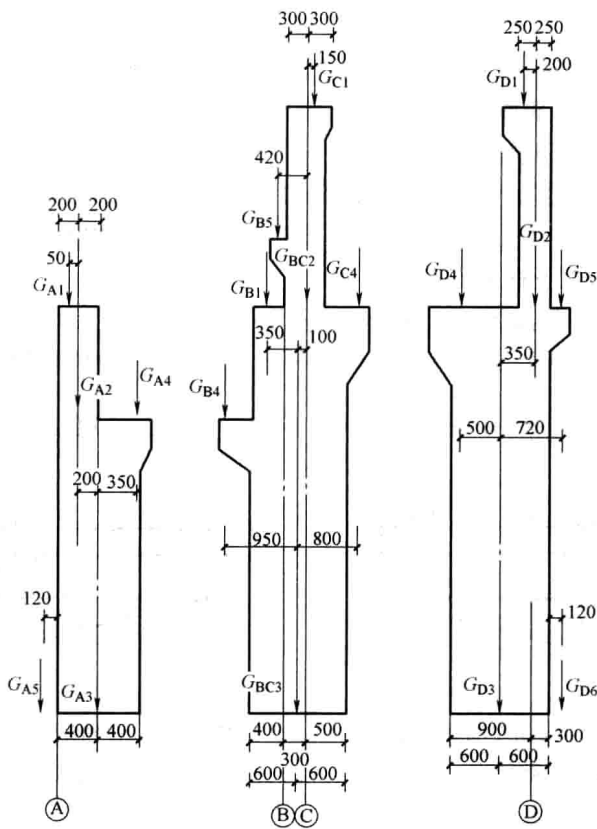


图 5-48 各柱恒载作用位置

4. 吊车荷载标准值

吊车有关数据见表 5-18。

吊车有关数据

表 5-18

类别	AB 跨 10t (吊车工作级别为 A5)	CD 跨 30/5t (吊车工作级别为 A5)
吊车跨度 $L_k$ (m)	16.5	22.5
吊车最大宽度 $B$ (m)	5.15	6.13
大车轮距 $K$ (m)	4.05	4.70
轨道中心到吊车外缘的距离 $B_1$ (mm)	230	300
大车重量 $G$ (kN)	132.9	284
小车重量 $g$ (kN)	35.1	110

续表

类别	AB 跨 10t (吊车工作级别为 A5)	CD 跨 30/5t (吊车工作级别为 A5)
最大轮压 $P_{\max}$ (kN)	110	277
最小轮压 $P_{\min}$ (kN)	24	70

## (1) 吊车竖向荷载

图 5-49 是 AB 跨两台 10t 吊车荷载作用下支座反力影响线, 图 5-50 是 CD 跨两台 30t 吊车荷载作用下支座反力影响线。

AB 跨吊车荷载作用下柱上支座反力为

$$D_{\max} = P_{\max} \sum y_i = 110 \times (0.325 + 1 + 0.817 + 0.142) = 251.24 \text{ kN}$$

$$D_{\min} = P_{\min} \sum y_i = 24 \times (0.325 + 1 + 0.817 + 0.142) = 54.82 \text{ kN}$$

CD 跨吊车荷载作用下柱上支座反力为

$$D_{\max} = P_{\max} \sum y_i = 277 \times (0.217 + 1 + 0.762) = 548.18 \text{ kN}$$

$$D_{\min} = P_{\min} \sum y_i = 70 \times (0.217 + 1 + 0.762) = 138.53 \text{ kN}$$

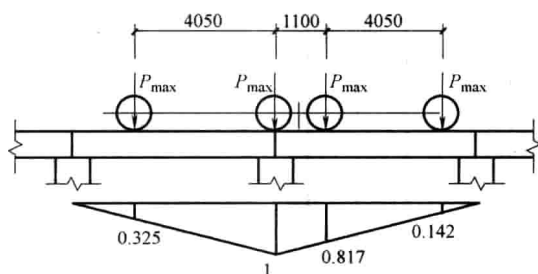


图 5-49 AB 跨两台 10t 吊车荷载作用下  
支座反力影响线

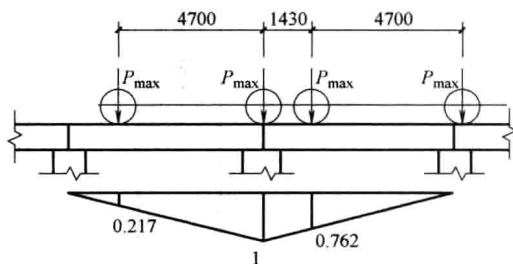


图 5-50 CD 跨两台 30/5t 吊车荷载作用下  
支座反力影响线

## (2) 吊车横向水平荷载

$$\text{AB 跨} \quad T = \frac{1}{4} \alpha (Q + g) = \frac{1}{4} \times 0.12 \times (100 + 35.1) = 4.05 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = T \sum y_i = 4.05 \times (0.325 + 1 + 0.817 + 0.142) = 9.25 \text{ kN}$$

$$\text{CD 跨} \quad T = \frac{1}{4} \alpha (Q + g) = \frac{1}{4} \times 0.1 \times (300 + 110) = 10.25 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = T \sum y_i = 10.25 \times (0.217 + 1 + 0.762) = 20.28 \text{ kN}$$

各柱屋面活荷载、吊车竖向及横向水平荷载作用位置见图 5-51。

## 5. 风荷载标准值

地面粗糙度类别按 C 类考虑, 由表 1-10 查得风压高度变化系数为

AB 跨	柱顶标高处	( $H=9.9\text{m}$ )	$\mu_z=0.65$
	檐口标高处	( $H=12.4\text{m}$ )	$\mu_z=0.65$
CD 跨	柱顶标高处	( $H=14.4\text{m}$ )	$\mu_z=0.65$
	檐口标高处	( $H=17.0\text{m}$ )	$\mu_z=0.69$

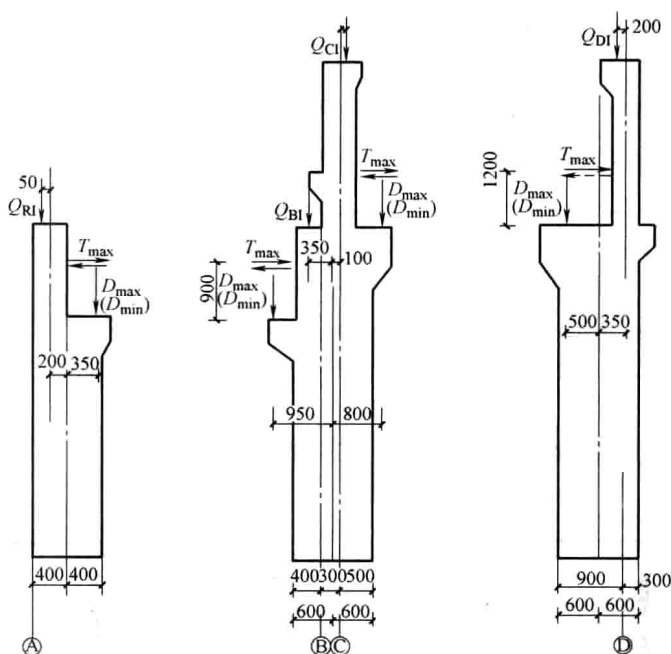


图 5-51 屋面活荷载、吊车竖向及横向水平荷载作用位置

查《建筑结构荷载规范》确定左吹风、右吹风时的风荷载体型系数，分别见图 5-52 和图 5-53。取风振系数  $\beta_z=1.0$ 。

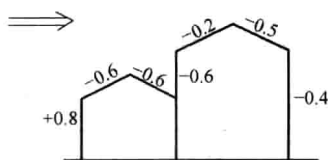


图 5-52 左吹风时的风荷载体型系数

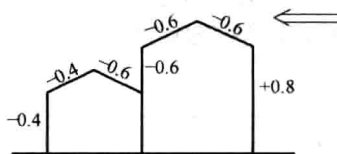


图 5-53 右吹风时的风荷载体型系数

(1) 左吹风

作用于排架计算简图上的风荷载标准值为：

$$q_1 = \mu_z \mu_s \beta_z w_0 B = 0.65 \times 0.8 \times 1 \times 0.35 \times 6 = 1.09 \text{ kN/m} \quad (\rightarrow)$$

$$q_2 = \mu_z \mu_s \beta_z w_0 B = 0.65 \times 0.6 \times 1 \times 0.35 \times 6 = 0.82 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow)$$

$$q_3 = \mu_z \mu_s \beta_z w_0 B = 0.65 \times 0.4 \times 1 \times 0.35 \times 6 = 0.55 \text{ kN/m} \quad (\rightarrow)$$

$$\begin{aligned} F_{w1} &= \sum \mu_z \mu_{si} \beta_z w_0 B h_i = \mu_z \beta_z w_0 B \sum \mu_{si} h_i \\ &= 0.65 \times 1 \times 0.35 \times 6 \times (0.8 \times 2.5 - 0.6 \times 0.9 + 0.6 \times 0.9) \\ &= 2.73 \text{ kN} \quad (\rightarrow) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{w2} &= \sum \mu_z \mu_{si} \beta_z w_0 B h_i = \mu_z \beta_z w_0 B \sum \mu_{si} h_i \\ &= 0.69 \times 1 \times 0.35 \times 6 \times (-0.6 \times 2.6 - 0.2 \times 1.3 + 0.5 \times 1.3 + 0.4 \times 2.6) \\ &= -0.19 \text{ kN} \quad (\leftarrow) \end{aligned}$$

## (2) 右吹风

作用于排架计算简图上的风荷载标准值为:

$$q_1 = \mu_z \mu_s \beta_z w_0 B = 0.65 \times 0.4 \times 1 \times 0.35 \times 6 = 0.55 \text{ kN/m} (\leftarrow)$$

$$q_2 = \mu_z \mu_s \beta_z w_0 B = 0.65 \times 0.6 \times 1 \times 0.35 \times 6 = 0.82 \text{ kN/m} (\leftarrow)$$

$$q_3 = \mu_z \mu_s \beta_z w_0 B = 0.65 \times 0.8 \times 1 \times 0.35 \times 6 = 1.09 \text{ kN/m} (\leftarrow)$$

$$\begin{aligned} F_{w1} &= \sum \mu_z \mu_{si} \beta_z w_0 B h_i = \mu_z \beta_z w_0 B \sum \mu_{si} h_i \\ &= 0.65 \times 1 \times 0.35 \times 6 \times (0.4 \times 2.5 + 0.4 \times 0.9 - 0.6 \times 0.9) \\ &= 1.12 \text{ kN} (\leftarrow) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{w2} &= \sum \mu_z \mu_{si} \beta_z w_0 B h_i = \mu_z \beta_z w_0 B \sum \mu_{si} h_i \\ &= 0.69 \times 1 \times 0.35 \times 6 \times (0.6 \times 2.6 + 0.6 \times 1.3 - 0.6 \times 1.3 + 0.8 \times 2.6) \\ &= 5.27 \text{ kN} (\leftarrow) \end{aligned}$$

风荷载作用下的计算简图分别示于图 5-54 和图 5-55。

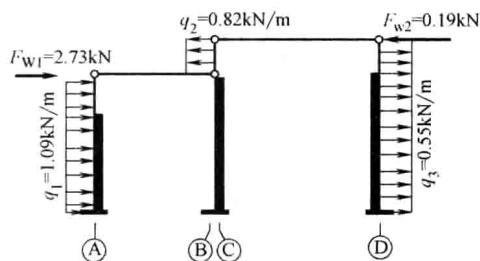


图 5-54 左吹风时作用于排架上的荷载

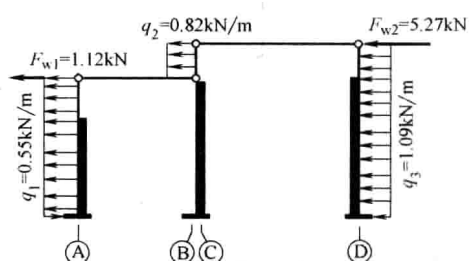


图 5-55 右吹风时作用于排架上的荷载

## 5.7.3 荷载作用下横向排架内力分析及内力组合

### 1. 柱形常数及载常数计算

柱截面惯性矩和柱高列于表 5-19，柱形常数及载常数计算分别列于表 5-20 和表 5-21。

柱截面惯性矩及柱高

表 5-19

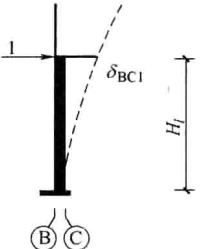
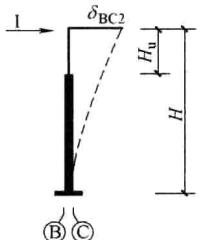
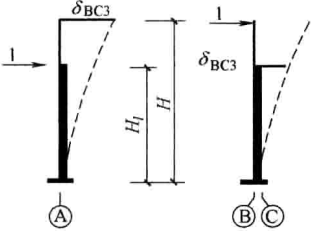
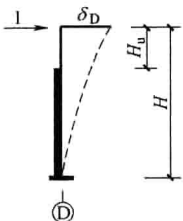
柱类别	$I_u (\text{m}^4)$	$I_l (\text{m}^4)$	$H_u (\text{m})$	$H_l (\text{m})$	$H (\text{m})$
A 柱	$0.2133 \times 10^{-2}$	$1.4380 \times 10^{-2}$	3.5	6.9	10.4
BC 柱	$0.9000 \times 10^{-2}$	$5.7245 \times 10^{-2}$	4.5	10.4	14.9
D 柱	$0.5208 \times 10^{-2}$	$5.7245 \times 10^{-2}$	4.5	10.4	14.9

柱形常数计算

表 5-20

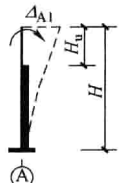
符号	简 图	计 算 公 式	结 果
$\delta_A$		$\delta_A = \frac{1}{3EI_l} \left[ H^3 + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) H_u^3 \right]$ $= \frac{1}{3E \times 1.4380 \times 10^{-2}}$ $\times \left[ 10.4^3 + \left( \frac{1.4380 \times 10^{-2}}{0.2133 \times 10^{-2}} - 1 \right) \times 3.5^3 \right]$	$\frac{31781}{E}$

续表

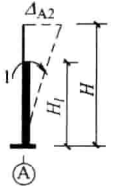
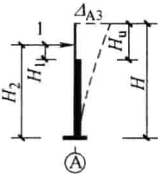
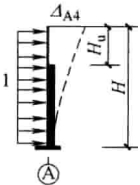
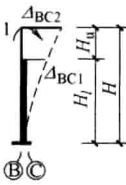
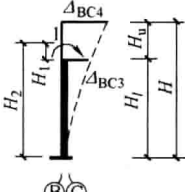
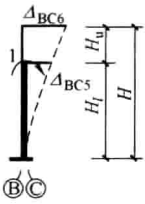
符号	简 图	计 算 公 式	结果
$\delta_{BC1}$		$\delta_{BC1} = \frac{H_l^3}{3EI_l} = \frac{10.4^3}{3E \times 5.7245 \times 10^{-2}}$	$\frac{6550}{E}$
$\delta_{BC2}$		$\begin{aligned} \delta_{BC2} &= \frac{1}{3EI_l} \left[ H^3 + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) H_u^3 \right] \\ &= \frac{1}{3E \times 5.7245 \times 10^{-2}} \times \\ &\quad \left[ 14.9^3 + \left( \frac{5.7245 \times 10^{-2}}{0.9000 \times 10^{-2}} - 1 \right) \times 4.5^3 \right] \end{aligned}$	$\frac{22106}{E}$
$\delta_{BC3}$		$\begin{aligned} \delta_{BC3} &= \frac{1}{2EI_l} H_l^2 \left( H - \frac{1}{3} H_l \right) \\ &= \frac{1}{2E \times 5.7245 \times 10^{-2}} \times 10.4^2 \\ &\quad \times \left( 14.9 - \frac{1}{3} \times 10.4 \right) \end{aligned}$	$\frac{10801}{E}$
$\delta_D$		$\begin{aligned} \delta_D &= \frac{1}{3EI_l} \left[ H^3 + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) H_u^3 \right] \\ &= \frac{1}{3E \times 5.7245 \times 10^{-2}} \times \\ &\quad \left[ 14.9^3 + \left( \frac{5.7245 \times 10^{-2}}{0.5208 \times 10^{-2}} - 1 \right) \times 4.5^3 \right] \end{aligned}$	$\frac{24564}{E}$

柱载常数计算

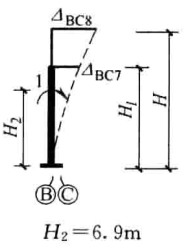
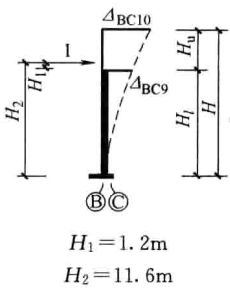
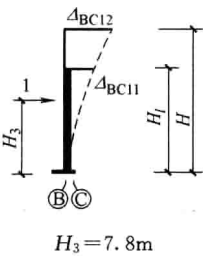
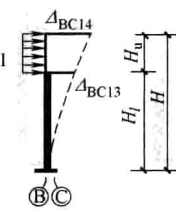
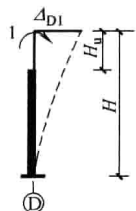
表 5-21

符号	简 图	计 算 公 式	结果
$\Delta_{A1}$		$\begin{aligned} \Delta_{A1} &= \frac{1}{2EI_l} \left[ H^2 + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) H_u^2 \right] \\ &= \frac{1}{2E \times 1.4380 \times 10^{-2}} \times \\ &\quad \left[ 10.4^2 + \left( \frac{1.4380 \times 10^{-2}}{0.2133 \times 10^{-2}} - 1 \right) \times 3.5^2 \right] \end{aligned}$	$\frac{6206}{E}$

续表

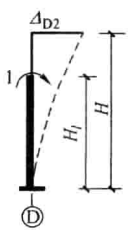
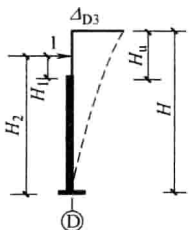
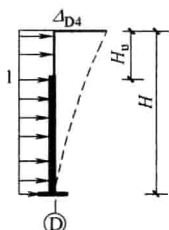
符号	简 图	计 算 公 式	结 果
$\Delta_{A2}$		$\Delta_{A2} = \frac{1}{EI_l} \left( H - \frac{H_l}{2} \right) H_l$ $= \frac{1}{E \times 1.4380 \times 10^{-2}} \left( 10.4 - \frac{6.9}{2} \right) \times 6.9$	$\frac{3335}{E}$
$\Delta_{A3}$	 $H_1 = 0.9\text{m}$ $H_2 = 7.8\text{m}$	$\Delta_{A3} = \frac{1}{2EI_l} \left[ H_u^2 \left( H - \frac{1}{3} H_2 \right) + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) H_l^2 \left( H_u - \frac{1}{3} H_1 \right) \right]$	$\frac{17018}{E}$
$\Delta_{A4}$		$\Delta_{A4} = \frac{1}{8EI_l} \left[ H^4 + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) H_u^4 \right]$	$\frac{109181}{E}$
$\Delta_{BC1}$		$\Delta_{BC1} = \frac{H_l^2}{2EI_l}$	$\frac{944.7}{E}$
$\Delta_{BC2}$		$\Delta_{BC2} = \frac{1}{2EI_l} \left[ H^2 + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) H_u^2 \right]$	$\frac{2887}{E}$
$\Delta_{BC3}$	 $H_1 = 2.75\text{m}$ $H_2 = 13.15\text{m}$	$\Delta_{BC3} = \frac{H_l^2}{2EI_l}$	$\frac{944.7}{E}$
$\Delta_{BC4}$		$\Delta_{BC4} = \frac{1}{EI_l} \left[ \left( H - \frac{H_2}{2} \right) H_2 + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) \left( H_u - \frac{H_1}{2} \right) H_1 \right]$	$\frac{2717}{E}$
$\Delta_{BC5}$		$\Delta_{BC5} = \frac{H_l^2}{2EI_l}$	$\frac{944.7}{E}$
$\Delta_{BC6}$		$\Delta_{BC6} = \frac{1}{EI_l} \left( H - \frac{H_l}{2} \right) H_l$	$\frac{1762}{E}$

续表

符号	简 图	计 算 公 式	结 果
$\Delta_{BC7}$	 <p><math>H_2 = 6.9\text{m}</math></p>	$\Delta_{BC7} = \frac{1}{EI_l} \left( H_l - \frac{H_2}{2} \right) H_2$	$\frac{837.7}{E}$
$\Delta_{BC8}$		$\Delta_{BC8} = \frac{1}{EI_l} \left( H - \frac{H_2}{2} \right) H_2$	$\frac{1380}{E}$
$\Delta_{BC9}$	 <p><math>H_1 = 1.2\text{m}</math> <math>H_2 = 11.6\text{m}</math></p>	$\Delta_{BC9} = \frac{1}{2EI_l} H_l^2 \left( H_2 - \frac{1}{3} H_l \right)$	$\frac{7684}{E}$
$\Delta_{BC10}$		$\Delta_{BC10} = \frac{1}{2EI_l} \left[ H_2^2 \left( H - \frac{1}{3} H_2 \right) + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) H_l^2 \left( H_u - \frac{1}{3} H_l \right) \right]$	$\frac{13244}{E}$
$\Delta_{BC11}$	 <p><math>H_3 = 7.8\text{m}</math></p>	$\Delta_{BC11} = \frac{1}{2EI_l} H_3^2 \left( H_l - \frac{1}{3} H_3 \right)$	$\frac{4145}{E}$
$\Delta_{BC12}$		$\Delta_{BC12} = \frac{1}{2EI_l} H_3^2 \left( H - \frac{1}{3} H_3 \right)$	$\frac{6536}{E}$
$\Delta_{BC13}$		$\Delta_{BC13} = \frac{1}{EI_l} \left( \frac{H_u H_l^3}{3} + \frac{H_u^2 H_l^2}{4} \right)$	$\frac{39040}{E}$
$\Delta_{BC14}$		$\Delta_{BC14} = \frac{1}{8EI_l} \left[ H^4 + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) H_u^4 \right] - \frac{1}{6EI_l} \left( H - \frac{1}{4} H_l \right) H_l^3$	$\frac{72144}{E}$
$\Delta_{D1}$		$\Delta_{D1} = \frac{1}{2EI_l} \left[ H^2 + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) H_u^2 \right]$	$\frac{3706}{E}$



续表

符号	简 图	计 算 公 式	结果
$\Delta_{D2}$		$\Delta_{D2} = \frac{1}{EI_l} \left( H - \frac{H_l}{2} \right) H_l$	$\frac{1762}{E}$
$\Delta_{D3}$	 $H_1 = 1.2\text{m}$ $H_2 = 11.6\text{m}$	$\Delta_{D3} = \frac{1}{2EI_l} \left[ H_2^2 \left( H - \frac{1}{3} H_2 \right) + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) H_1^2 \left( H_u - \frac{1}{3} H_1 \right) \right]$	$\frac{13483}{E}$
$\Delta_{D4}$		$\Delta_{D4} = \frac{1}{8EI_l} \left[ H^4 + \left( \frac{I_l}{I_u} - 1 \right) H_u^4 \right]$	$\frac{116573}{E}$

## 2. 力法基本结构及基本方程

采用力法对排架结构进行内力分析，力法基本结构见图 5-56。

根据力法基本结构建立力法方程如下：

$$\begin{cases} \delta_{11}x_1 + \delta_{12}x_2 + \Delta_{1p} = 0 \\ \delta_{21}x_1 + \delta_{22}x_2 + \Delta_{2p} = 0 \end{cases} \quad (5-96)$$

将上式写成矩阵形式并解得

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \Delta_{1p} \\ \Delta_{2p} \end{Bmatrix} \quad (5-97)$$

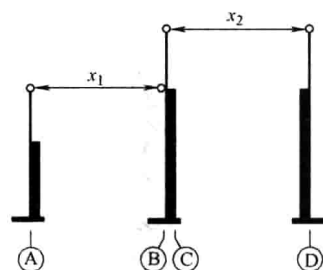


图 5-56 力法基本结构

其中

$$\delta_{11} = \delta_A + \delta_{BC1} = \frac{31781}{E} + \frac{6550}{E} = \frac{38331}{E}$$

$$\delta_{22} = \delta_{BC2} + \delta_D = \frac{22106}{E} + \frac{24564}{E} = \frac{46670}{E}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = -\delta_{BC3} = -\frac{10801}{E}$$

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix} = -\frac{1}{E} \begin{bmatrix} 38331 & -10801 \\ -10801 & 46670 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix}^{-1} = E \times 10^{-5} \begin{bmatrix} 2.7909 & 0.6459 \\ 0.6459 & 2.2922 \end{bmatrix}$$

代入式 (5-97) 得

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = -E \times 10^{-5} \begin{bmatrix} 2.7909 & 0.6459 \\ 0.6459 & 2.2922 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_{1p} \\ \Delta_{2p} \end{Bmatrix} \quad (5-98)$$

### 3. 荷载作用下横向排架内力分析

#### (1) 恒载作用下

恒载作用下排架计算简图见图 5-57，图中力矩等于竖向力与其偏心距（竖向力作用点到柱形心轴的距离）的乘积，力矩顺时针方向时为正。

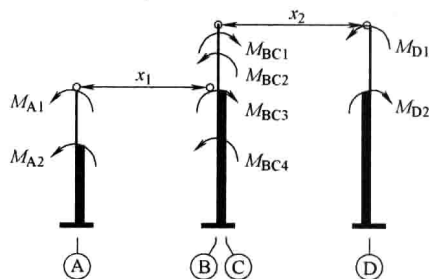


图 5-57 恒载作用下排架计算简图

$$\begin{aligned} M_{A1} &= -G_{A1} \times 0.05 = -210.95 \times 0.05 \\ &= -10.55 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{A2} &= -(G_{A1} + G_{A2}) \times 0.2 + G_{A4} \times 0.35 \\ &= -(210.95 + 14) \times 0.2 + 31.02 \times 0.35 \\ &= -34.13 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_{BC1} = G_{C1} \times 0.15 = 234.58 \times 0.15 = 35.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC2} = -G_{B5} \times 0.42 = -129.95 \times 0.42 = -54.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{BC3} &= -G_{B1} \times 0.35 + G_{C4} \times 0.8 + (G_{C1} + G_{BC2} + G_{B5}) \times 0.1 \\ &= -210.95 \times 0.35 + 43.62 \times 0.8 + (234.58 + 33.75 + 129.95) \times 0.1 \\ &= 0.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_{BC4} = -G_{B4} \times 0.95 = -31.02 \times 0.95 = -29.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{D1} = -G_{D1} \times 0.2 = -234.58 \times 0.2 = -46.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{D2} &= -G_{D4} \times 0.5 + G_{D5} \times 0.72 + (G_{D1} + G_{D2}) \times 0.35 \\ &= -43.62 \times 0.5 + 167.28 \times 0.72 + (234.58 + 28.13) \times 0.35 \\ &= 190.58 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{1p} &= \Delta_{A1} M_{A1} + \Delta_{A2} M_{A2} + \Delta_{BC1} M_{BC1} - \Delta_{BC3} M_{BC2} + \Delta_{BC5} M_{BC3} - \Delta_{BC7} M_{BC4} \\ &= \frac{6206}{E} \times 10.55 + \frac{3335}{E} \times 34.13 + \frac{944.7}{E} \times 35.19 - \frac{944.7}{E} \times 54.58 \\ &\quad + \frac{944.7}{E} \times 0.89 - \frac{837.7}{E} \times 29.47 = \frac{137133}{E} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{2p} &= -\Delta_{BC2} M_{BC1} + \Delta_{BC4} M_{BC2} - \Delta_{BC6} M_{BC3} + \Delta_{BC8} M_{BC4} - \Delta_{D1} M_{D1} + \Delta_{D2} M_{D2} \\ &= -\frac{2887}{E} \times 35.19 + \frac{2717}{E} \times 54.58 - \frac{1762}{E} \times 0.89 + \frac{1380}{E} \times 29.47 \\ &\quad - \frac{3706}{E} \times 46.92 + \frac{1762}{E} \times 190.58 = \frac{247717}{E} \end{aligned}$$

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = -E \times 10^{-5} \begin{bmatrix} 2.7909 & 0.6459 \\ 0.6459 & 2.2922 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 137133 \\ 247717 \end{Bmatrix} \times \frac{1}{E} = \begin{Bmatrix} -5.427 \\ -6.564 \end{Bmatrix} \text{ kN}$$

恒载作用下排架弯矩图、轴力图及柱底剪力值如图 5-58 (a)、(b) 所示。

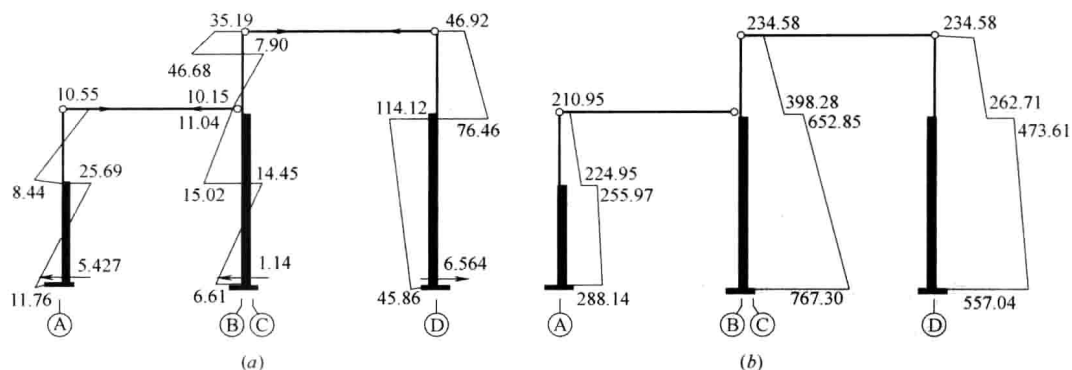


图 5-58 恒载作用下排架柱内力图  
(弯矩:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ , 剪力、轴力:  $\text{kN}$ )

## (2) 其他荷载作用下

其他荷载作用下排架内力分析与恒载作用下排架内力分析方法相同, 计算结果列于表 5-22, 计算过程略。

荷载作用下排架内力分析结果

表 5-22

荷 载	柱上力矩 ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	$\Delta_{1p}, \Delta_{2p}$	$x_1, x_2$ ( $\text{kN}$ )
(2) 屋面活荷载作用 于 AB 跨	$M_{A1} = 1.35$ $M_{A2} = 5.40$ $M_{BC1} = 9.45$	$\Delta_{1p} = \Delta_{A1} M_{A1} + \Delta_{A2} M_{A2} - \Delta_{BC5} M_{BC1} = 17460/E$ $\Delta_{2p} = \Delta_{BC6} M_{BC1} = 16651/E$	$x_1 = -0.595$ $x_2 = -0.494$
(3) 屋面活荷载作用 于 CD 跨	$M_{BC1} = 5.40$ $M_{BC2} = 3.60$ $M_{D1} = 7.20$ $M_{D2} = 12.60$	$\Delta_{1p} = \Delta_{BC1} M_{BC1} + \Delta_{BC5} M_{BC2} = 8502/E$ $\Delta_{2p} = -\Delta_{BC2} M_{BC1} - \Delta_{BC6} M_{BC2} - \Delta_{D1} M_{D1} + \Delta_{D2} M_{D2}$ $= -26415/E$	$x_1 = -0.067$ $x_2 = 0.551$
(4) AB 跨吊车竖 向荷载 $D_{\max}$ 作用 于 A 柱, $D_{\min}$ 作用 于 BC 柱	$M_{A1} = 87.93$ $M_{BC1} = 52.08$	$\Delta_{1p} = -\Delta_{A2} M_{A1} - \Delta_{BC7} M_{BC1} = -336874/E$ $\Delta_{2p} = \Delta_{BC8} M_{BC1} = 71870/E$	$x_1 = 8.938$ $x_2 = 0.528$
(5) AB 跨吊车竖 向荷载 $D_{\min}$ 作用 于 A 柱, $D_{\max}$ 作用 于 BC 柱	$M_{A1} = 19.19$ $M_{BC1} = 238.68$	$\Delta_{1p} = -\Delta_{A2} M_{A1} - \Delta_{BC7} M_{BC1} = -263941/E$ $\Delta_{2p} = \Delta_{BC8} M_{BC1} = 329378/E$	$x_1 = 5.239$ $x_2 = -5.845$
(6) AB 跨吊车水 平荷载 $T_{\max}$ 作用 于 A 柱和 BC 柱		$\Delta_{1p} = -\Delta_{A3} T_{\max} + \Delta_{BC11} T_{\max} = -119075/E$ $\Delta_{2p} = -\Delta_{BC12} T_{\max} = -60458/E$	$x_1 = 3.714$ $x_2 = 2.155$
(7) CD 跨吊车竖 向荷载 $D_{\max}$ 作用 于 BC 柱, $D_{\min}$ 作用 于 D 柱	$M_{BC1} = 438.54$ $M_{D1} = 69.27$	$\Delta_{1p} = \Delta_{BC5} M_{BC1} = 414289/E$ $\Delta_{2p} = -\Delta_{BC6} M_{BC1} - \Delta_{D2} M_{D1} = -894761/E$	$x_1 = -5.78$ $x_2 = 17.83$

续表

荷 载	柱上力矩 (kN · m)	$\Delta_{1p}, \Delta_{2p}$	$x_1, x_2$ (kN)
(8) CD 跨 $D_{\min}$ 作用于 BC 柱, $D_{\max}$ 作用于 D 柱	$M_{BC1} = 110.82$ $M_{D1} = 274.09$	$\Delta_{1p} = \Delta_{BC5} M_{BC1} = 104692/E$ $\Delta_{2p} = -\Delta_{BC6} M_{BC1} - \Delta_{D2} M_{D1} = -678211/E$	$x_1 = 1.459$ $x_2 = 14.870$
(9) CD 跨吊车竖向荷载 $T_{\max}$ 作用于 BC 柱和 D 柱		$\Delta_{1p} = \Delta_{BC9} T_{\max} = 155832/E$ $\Delta_{2p} = -\Delta_{BC10} T_{\max} + \Delta_{D3} T_{\max} = 4847/E$	$x_1 = -4.380$ $x_2 = -1.118$
(10) 左吹风		$\Delta_{1p} = -\Delta_{A4} q_1 - \delta_A F_{w1} - \Delta_{BC13} q_2 = -130676/E$ $\Delta_{2p} = \Delta_{BC14} q_2 + \Delta_{D4} q_3 - \delta_D F_{w2} = 118606/E$	$x_1 = 2.881$ $x_2 = -1.875$
(11) 右吹风		$\Delta_{1p} = \Delta_{A4} q_1 + \delta_A F_{w1} - \Delta_{BC13} q_2 = 9587/E$ $\Delta_{2p} = \Delta_{BC14} q_2 - \Delta_{D4} q_3 - \delta_D F_{w2} = -197359/E$	$x_1 = 1.007$ $x_2 = 4.462$

图 5-59~图 5-76 为表 5-22 中十项荷载作用下排架计算简图及排架柱的弯矩图、轴力图和柱底剪力。图中弯矩单位为 kN · m, 剪力和轴力的单位为 kN。

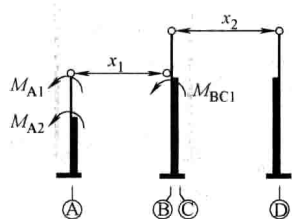


图 5-59 屋面活荷载作用于 AB 跨时计算简图

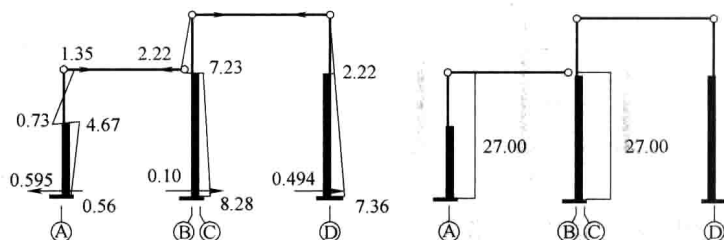


图 5-60 屋面活荷载作用于 AB 跨时排架内力图

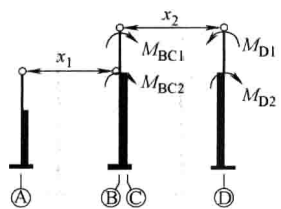


图 5-61 屋面活荷载作用于 CD 跨时计算简图

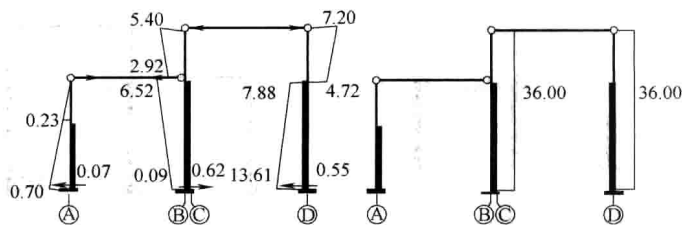


图 5-62 屋面活荷载作用于 CD 跨时排架内力图

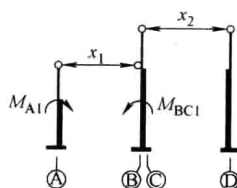


图 5-63 AB 跨  $D_{\max}$  作用于 A 柱， $D_{\min}$  作用于 BC 柱时计算简图

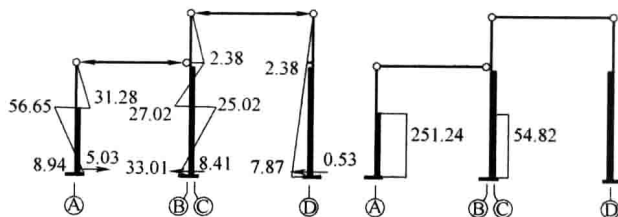


图 5-64 AB 跨  $D_{\max}$  作用于 A 柱， $D_{\min}$  作用于 BC 柱时排架内力图

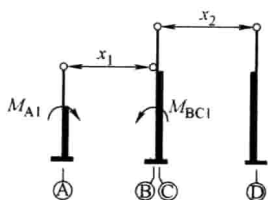


图 5-65 AB 跨  $D_{\min}$  作用于 A 柱， $D_{\max}$  作用于 BC 柱时计算简图

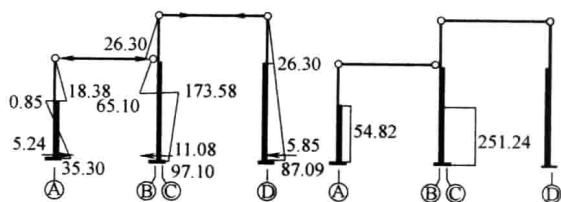


图 5-66 AB 跨  $D_{\min}$  作用于 A 柱， $D_{\max}$  作用于 BC 柱时排架内力图

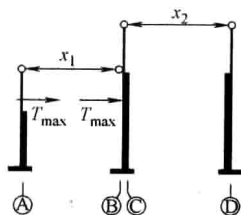


图 5-67 AB 跨  $T_{\max}$  作用于 A 柱、BC 柱时计算简图

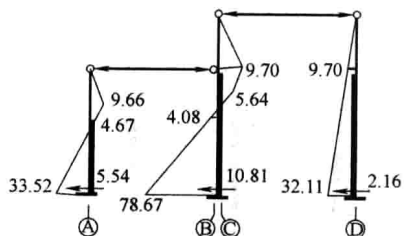


图 5-68 AB 跨  $T_{\max}$  作用于 A 柱、BC 柱时排架内力图

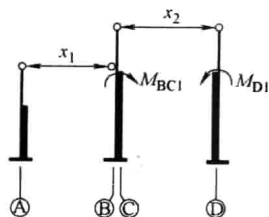


图 5-69 CD 跨  $D_{\max}$  作用于 BC 柱， $D_{\min}$  作用于 D 柱时计算简图

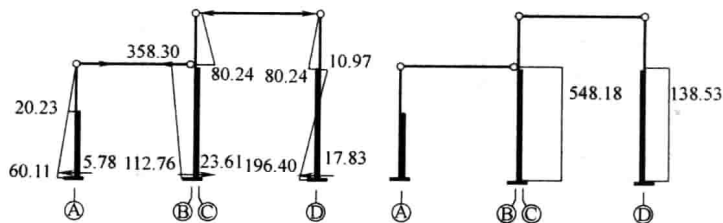


图 5-70 CD 跨  $D_{\max}$  作用于 BC 柱， $D_{\min}$  作用于 D 柱时排架内力图

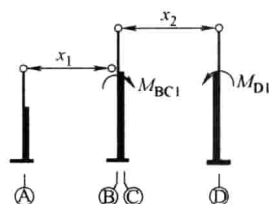


图 5-71 CD 跨  $D_{\min}$  作用于 BC 柱， $D_{\max}$  作用于 D 柱时计算简图

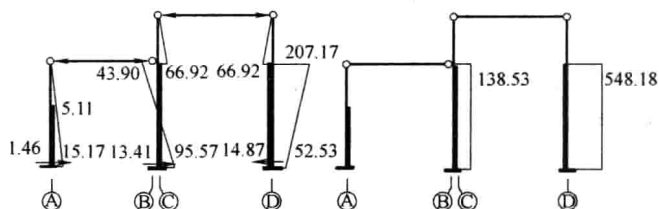


图 5-72 CD 跨  $D_{\min}$  作用于 BC 柱， $D_{\max}$  作用于 D 柱时排架内力图

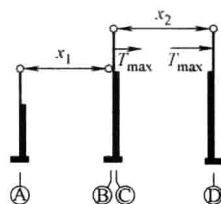


图 5-73 CD 跨  $T_{\max}$  作用于 BC 柱、D 柱时计算简图

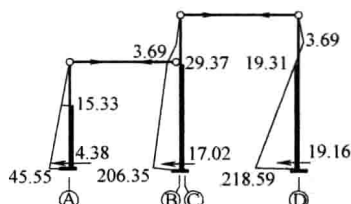


图 5-74 CD 跨  $T_{\max}$  作用于 BC 柱、D 柱时排架内力图

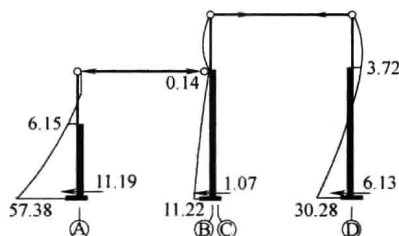


图 5-75 左吹风时排架内力图

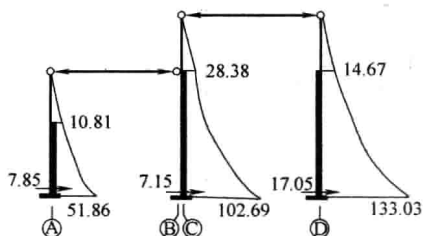


图 5-76 右吹风时排架内力图

#### 4. 最不利内力组合

以 A 柱为例对排架在各种荷载作用下的最不利内力进行组合，选取控制截面为上柱底截面、下柱顶截面和下柱底截面，见表 5-23。

#### 5.7.4 横向水平地震作用计算

##### 1. 计算简图及质点等效重力荷载计算

厂房横向抗震计算简图如图 5-77 所示，其上的重力荷载取自计算单元范围（图 5-46）。

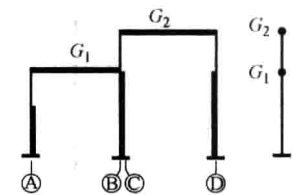


图 5-77 横向抗震计算简图

##### (1) 作用于计算单元范围内的重力荷载标准值

作用于计算单元范围内的重力荷载标准值列于表 5-24。

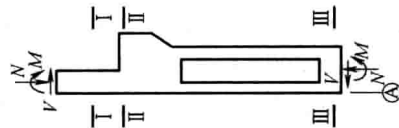
##### (2) 按周期等效集中于低跨和高跨屋盖处的重力荷载代表值

$$\begin{aligned}
 G_1 &= 1.0(G_{\text{低跨屋盖}} + 0.5G_{\text{低跨雪}}) + 0.5G_{\text{低跨吊车梁}} + 1.0G_{\text{高跨吊车梁(中)}} \\
 &\quad + 0.25(G_{\text{低跨边柱}} + G_{\text{中柱下柱}} + G_{\text{低跨外墙}}) + 0.5(G_{\text{中柱上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \\
 &= 1.0 \times (421.90 + 0.5 \times 41.04) + 0.5 \times 31.02 \times 2 + 1.0 \times 43.62 \\
 &\quad + 0.25 \times (46.17 + 83.43 + 241.43) + 0.5 \times (33.75 + 129.95) \\
 &= 691.67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

表 5-23 (a)

荷载作用下 A 柱内力组合

控制截面及 正向内力	截 面	内 力	恒载	屋面活荷载		AB 跨吊车荷载			CD 跨吊车荷载			风荷载	
				作用于 AB 跨	作用于 CD 跨	$D_{\max}$ 作用 于 A 柱	$D_{\max}$ 作用 BC 柱	$T_{\max}$ 作用 于 A 柱、BC 柱	$D_{\max}$ 作用 于 BC 柱	$D_{\max}$ 作用 于 D 柱	$T_{\max}$ 作用 于 BC 柱、D 柱	左吹风	右吹风
		①		②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
	I—I	$M_k$	8.44	0.73	0.23	-31.28	-18.38	$\mp 4.67$	20.23	-5.11	$\pm 15.33$	6.15	-10.81
		$N_k$	224.95	27.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	II—II	$M_k$	-25.69	-4.67	0.23	56.65	0.85	$\mp 4.67$	20.23	-5.11	$\pm 15.33$	6.15	-10.81
		$N_k$	255.97	27.00	0	251.24	54.82	0	0	0	0	0	0
	III—III	$M_k$	11.76	-0.56	0.70	-5.03	-35.30	$\pm 33.52$	60.11	-15.17	$\pm 45.55$	57.38	-51.86
		$N_k$	288.14	27.00	0	251.24	54.82	0	0	0	0	0	0
		$V_k$	5.43	0.60	0.07	-8.94	-5.24	$\pm 5.54$	5.78	-1.46	$\pm 4.38$	11.19	-7.85



注:  $M_k$  单位为  $\text{kN} \cdot \text{m}$ ,  $N_k$  单位为  $\text{kN}$ ,  $V_k$  单位为  $\text{kN}$ 。

表 5-23 (b)

荷载作用下 A 柱内力组合

内力组合		基本组合(可变荷载效应控制): $S = 1.2(S_{G_k} + 1.4S_{Q_{1k}} + 1.4S_{Q_{jk}})$ 标准组合: $S = \sum_{i \geq 1} S_{G_{ik}} + S_{Q_{1k}} + \sum_{j \geq 2} \psi_{cj} S_{Q_{jk}}$					
截面	内力组合	+ $M_{max}$ 及相应 $N, V$		- $M_{max}$ 及相应 $N, V$		$N_{max}$ 及相应 $M, V$	
		+ $M_{max}$ 及相应 $N, V$		- $M_{max}$ 及相应 $N, V$		$N_{max}$ 及相应 $M, V$	
I - I	M	$1.2 \times ① + 1.4 \times ② + ⑦ + 1.4 \times [0.7 \times (② + ③) + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$	55.25	$① + 1.4 \times ② + ④ + 1.4 \times [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$	-53.20	$1.2 \times ① + 1.4 \times ② + 1.4 \times [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$	$① + 1.4 \times ② + ④ + 1.4 \times [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$
	N		296.40		224.95		
II - II	M	$① + 1.4 \times ② + ④ + 1.4 \times [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$	72.53	$1.2 \times ① + 1.4 \times ② + ④ + 1.4 \times [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$	-68.31	$① + 1.4 \times ② + ④ + 1.4 \times [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$	$1.2 \times ① + 1.4 \times ② + ④ + 1.4 \times [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$
	N		537.36		333.62		
III - III	M	$1.2 \times ① + 1.4 \times ② + ④ + 1.4 \times [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$	188.32	$① + 1.4 \times ② + ④ + 1.4 \times [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$	-141.14	$1.2 \times ① + 1.4 \times ② + ④ + 1.4 \times [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$	$① + 1.4 \times ② + ④ + 1.4 \times [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$
	N		345.77		357.58		
	V		31.21		-14.09		
	M <sub>k</sub>		136.20		-97.45		
	N <sub>k</sub>	$① + ⑩ + [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$	288.15	$① + ⑩ + [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$	337.74	$① + ⑩ + [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$	$① + ⑩ + [0.7 \times ③ + 0.7 \times ⑨ + 0.6 \times ⑩]$
	V <sub>k</sub>		23.07		-8.51		

注: 1. 设计使用年限为 50 年, 可变荷载考虑设计使用年限的调整系数  $\gamma_L = 1.0$ ;2. 当永久荷载效应与内力组合目标异号时, 取  $\gamma_G = 1.0$ ;3. 屋面活荷载、软钩吊车荷载组合值系数  $\psi_{cj} = 0.7$ , 风荷载组合值系数  $\psi_{cj} = 0.6$ 。



表 5-23 (c)

荷载作用下 A 柱内力组合

截面 \ 内力组合		基本组合(永久荷载效应控制): $S = 1.35(\text{或 } 1.0)S_{G_k} + 1.4 \sum_{i \geq 1} \psi_{ci} S_{Q_{ik}}$					
		+ $M_{\max}$ 及相应 $N, V$		- $M_{\max}$ 及相应 $N, V$		$N_{\max}$ 及相应 $M, V$	
I - I	M	$1.35 \times \textcircled{1} + 1.4 \times [0.7 \times (\textcircled{2} + \textcircled{3}) + 0.7 \times 0.9 \times (\textcircled{7} + \textcircled{9}) + 0.6 \times \textcircled{10}]$	48.86	$\textcircled{1} + 1.4 \times [0.7 \times 0.8 \times (\textcircled{4} + \textcircled{8}) + 0.7 \times 0.9 \times \textcircled{9} + 0.6 \times \textcircled{10}]$	-42.69	$1.35 \times \textcircled{1} + 1.4 \times [0.7 \times (\textcircled{2} + \textcircled{3}) + 0.7 \times 0.9 \times (\textcircled{7} + \textcircled{9}) + 0.6 \times \textcircled{10}]$	48.86
	N		330.14		224.95		$\textcircled{1} + 1.4 \times [0.7 \times 0.8 \times (\textcircled{4} + \textcircled{8}) + 0.7 \times 0.9 \times \textcircled{9} + 0.6 \times \textcircled{10}]$ -42.69
II - II	M	$\textcircled{1} + 1.4 \times [0.7 \times \textcircled{3} + 0.7 \times 0.8 \times (\textcircled{4} + \textcircled{7}) + 0.7 \times 0.9 \times \textcircled{9} + 0.6 \times \textcircled{10}]$	53.50	$1.35 \times \textcircled{1} + 1.4 \times [0.7 \times \textcircled{2} + 0.7 \times 0.9 \times (\textcircled{8} + \textcircled{9}) + 0.6 \times \textcircled{10}]$	-66.37	$\textcircled{1} + 1.4 \times [0.7 \times (\textcircled{2} + \textcircled{3}) + 0.7 \times 0.9 \times (\textcircled{4} + \textcircled{6}) + 0.6 \times \textcircled{10}]$	29.21
	N		452.94		372.02		$1.35 \times \textcircled{1} + 1.4 \times [0.7 \times 0.9 \times (\textcircled{8} + \textcircled{9}) + 0.6 \times \textcircled{10}]$ -61.79
III - III	M	$1.35 \times \textcircled{1} + 1.4 \times [0.7 \times \textcircled{3} + 0.7 \times 0.9 \times (\textcircled{7} + \textcircled{9}) + 0.6 \times \textcircled{10}]$	157.95	$\textcircled{1} + 1.4 \times [0.7 \times \textcircled{2} + 0.7 \times (\textcircled{5} + \textcircled{8}) + 0.7 \times 0.9 \times \textcircled{9} + 0.6 \times \textcircled{10}]$	-112.09	$1.35 \times \textcircled{1} + 1.4 \times [0.7 \times (\textcircled{2} + \textcircled{3}) + 0.7 \times 0.9 \times (\textcircled{4} + \textcircled{6}) + 0.6 \times \textcircled{10}]$	89.34
	N		388.99		357.58		$1.35 \times \textcircled{1} + 1.4 \times [0.7 \times \textcircled{3} + 0.7 \times 0.9 \times (\textcircled{7} + \textcircled{9}) + 0.6 \times \textcircled{10}]$ 157.95
	V		25.79		-9.69		637.04 388.99
						14.39	25.76

注: 1. 设计使用年限为 50 年, 可变荷载考虑设计使用年限的调整系数  $\gamma_L = 1.0$ ;2. 当永久荷载效应与内力组合目标异号时, 取  $\gamma_G = 1.0$ ;3. 屋面活荷载、软钩吊车荷载组合值系数  $\psi_{cj} = 0.7$ , 风荷载组合值系数  $\psi_{wj} = 0.6$ 。

作用于计算单元范围内的重力荷载标准值 (单位: kN)

表 5-24

荷载类别 \ 跨 别	AB 跨	CD 跨
屋盖自重	$(1.8+1.5) \times 18 \times 6 + 65.5 = 421.90$	$(1.8+1.5) \times 24 \times 6 + 112.75 = 587.95$
雪荷载	$0.38 \times 18 \times 6 = 41.04$	$0.38 \times 24 \times 6 = 54.72$
吊车梁、轨道及轨道联结件自重 (每根)	31.02	43.62
柱自重	A 柱 $14.00 + 32.17 = 46.17$ BC 柱下柱 83.43	D 柱 $28.13 + 83.43 = 111.56$
	BC 柱上柱 33.75	
外纵墙自重	241.43	$167.28 + 204.11 = 371.39$
高跨封墙	129.95	

$$\begin{aligned}
 G_2 &= 1.0(G_{\text{高跨屋盖}} + 0.5G_{\text{高跨雪}}) + 0.5G_{\text{高跨吊车梁(边)}} \\
 &\quad + 0.25(G_{\text{高跨边柱}} + G_{\text{高跨外墙}}) + 0.5(G_{\text{中柱上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \\
 &= 1.0 \times (587.95 + 0.5 \times 54.72) + 0.5 \times 43.62 \\
 &\quad + 0.25 \times (111.56 + 371.39) + 0.5 \times (33.75 + 129.95) \\
 &= 839.71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(3) 按地震作用等效集中于低跨和高跨屋盖处的重力荷载代表值

$$\begin{aligned}
 G_1 &= 1.0(G_{\text{低跨屋盖}} + 0.5G_{\text{低跨雪}}) + 0.75G_{\text{低跨吊车梁}} \\
 &\quad + 1.0G_{\text{高跨吊车梁(中)}} + 0.5(G_{\text{低跨边柱}} + G_{\text{中柱下柱}} + G_{\text{低跨外墙}}) \\
 &\quad + 0.5(G_{\text{中柱上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \\
 &= 1.0 \times (421.90 + 0.5 \times 41.04) + 0.75 \times 31.02 \times 2 + 1.0 \times 43.62 \\
 &\quad + 0.5 \times (46.17 + 83.43 + 241.43) + 0.5 \times (33.75 + 129.95) \\
 &= 799.94 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 G_2 &= 1.0(G_{\text{高跨屋盖}} + 0.5G_{\text{高跨雪}}) + 0.75G_{\text{高跨吊车梁(边)}} \\
 &\quad + 0.5(G_{\text{高跨边柱}} + G_{\text{高跨外墙}}) + 0.5(G_{\text{中柱上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \\
 &= 1.0 \times (587.95 + 0.5 \times 54.72) + 0.75 \times 43.62 \\
 &\quad + 0.5 \times (111.56 + 371.39) + 0.5 \times (33.75 + 129.95) \\
 &= 971.35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(4) 集中于低跨和高跨吊车梁顶面处的重力荷载  $G_{\text{cri}}$

计算吊车最大轮压时近似按照小车停在一侧, 全部由该侧 2 个车轮承受其重量。低跨无吊重时吊车最大轮压  $P'_{\text{max}}$  为:

$$P'_{\text{max}} = \frac{G}{4} + \frac{g}{2} = \frac{132.9}{4} + \frac{35.1}{2} = 50.78 \text{ kN}$$

高跨无吊重时吊车最大轮压  $P'_{\text{max}}$  为:

$$P'_{\text{max}} = \frac{G}{4} + \frac{g}{2} = \frac{284}{4} + \frac{110}{2} = 126 \text{ kN}$$

根据吊车梁支座反力影响线 (图 5-78、图 5-79) 计算一台吊车重力荷载在柱上产生

的最大反力（即集中于吊车梁顶面的质点重力荷载  $G_{cri}$ ）。

$$\text{低跨 } G_{cr1} = P'_{\max} \sum y_i = 50.78 \times (1 + 0.325) = 67.28 \text{ kN}$$

$$\text{高跨 } G_{cr2} = P'_{\max} \sum y_i = 126.00 \times (1 + 0.217) = 153.34 \text{ kN}$$

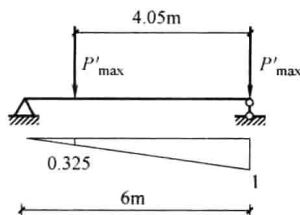


图 5-78 低跨一台吊车荷载作用下  
吊车梁支座反力影响线

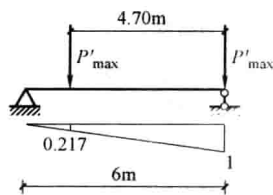


图 5-79 高跨一台吊车荷载作用下  
吊车梁支座反力影响线

## 2. 横向基本周期

横向排架基本周期按式 (5-12) 计算，其中  $u_1$ 、 $u_2$  由式 (5-13) 和式 (5-14) 确定，为此，首先计算低跨和高跨柱顶分别作用单位水平力时排架的侧移，如图 5-80 和图 5-81 所示。柱混凝土强度等级为 C30 ( $E=3.00 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ )。

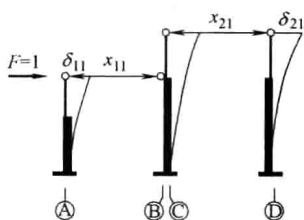


图 5-80 低跨柱顶作用单位水  
平力时排架的侧移

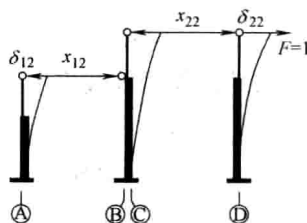


图 5-81 高跨柱顶作用单位水  
平力时排架的侧移

当低跨柱顶作用单位水平力时

$$\Delta_{1p} = -\delta_A F = -\frac{31781}{E} \times 1 = -\frac{31781}{E}, \quad \Delta_{2p} = 0$$

$$\begin{Bmatrix} x_{11} \\ x_{21} \end{Bmatrix} = -E \times 10^{-5} \begin{bmatrix} 2.7909 & 0.6459 \\ 0.6459 & 2.2922 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -31781 \\ 0 \end{Bmatrix} \times \frac{1}{E} = \begin{Bmatrix} 0.887 \\ 0.205 \end{Bmatrix}$$

$$\delta_{11} = \delta_A (1 - x_{11}) = \frac{31781}{3.00 \times 10^7} \times (1 - 0.887) = 1.197 \times 10^{-4} \text{ m/kN}$$

$$\delta_{21} = \delta_D \times x_{21} = \frac{24564}{3.00 \times 10^7} \times 0.205 = 1.679 \times 10^{-4} \text{ m/kN}$$

当高跨柱顶作用单位力时

$$\Delta_{1p} = 0, \quad \Delta_{2p} = \delta_D F = \frac{24564}{E} \times 1 = \frac{24564}{E}$$

$$\begin{Bmatrix} x_{12} \\ x_{22} \end{Bmatrix} = -E \times 10^{-5} \begin{bmatrix} 2.7909 & 0.6459 \\ 0.6459 & 2.2922 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 24564 \end{Bmatrix} \times \frac{1}{E} = \begin{Bmatrix} -0.159 \\ -0.563 \end{Bmatrix}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 1.679 \times 10^{-4} \text{ m/kN}$$

$$\delta_{22} = \delta_D(1 - x_{22}) = \frac{24564}{3.00 \times 10^7} \times (1 - 0.563) = 3.578 \times 10^{-4} \text{ m/kN}$$

$$u_1 = G_1 \delta_{11} + G_2 \delta_{12} = 691.67 \times 1.197 \times 10^{-4} + 839.71 \times 1.679 \times 10^{-4} = 0.2238 \text{ m}$$

$$u_2 = G_1 \delta_{21} + G_2 \delta_{22} = 691.67 \times 1.679 \times 10^{-4} + 839.71 \times 3.578 \times 10^{-4} = 0.4166 \text{ m}$$

$$T_1 = 2\psi_T \sqrt{\frac{G_1 u_1^2 + G_2 u_2^2}{G_1 u_1 + G_2 u_2}} = 2 \times 0.8 \times \sqrt{\frac{691.67 \times 0.2238^2 + 839.71 \times 0.4166^2}{691.67 \times 0.2238 + 839.71 \times 0.4166}} = 0.957 \text{ s}$$

### 3. 排架底部总水平地震作用标准值

本厂房抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为  $0.20g$ ，设计地震分组为第一组，场地类别为 II 类。查表 1-15，水平地震影响系数  $\alpha_{\max} = 0.16$ ；查表 1-14，特征周期  $T_g = 0.35 \text{ s}$ 。取结构阻尼比  $\zeta = 0.05$ 。采用底部剪力法计算横向水平地震作用。

因为厂房横向自振周期  $T_1 = 0.957 \text{ s} > T_g = 0.35 \text{ s}$   
 $< 5T_g = 5 \times 0.35 = 1.75 \text{ s}$ ，故可按式 (1-16a) 确定  $\alpha_1$ ，即：

$$\alpha_1 = \left( \frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left( \frac{0.35}{0.957} \right)^{0.9} \times 0.16 = 0.0647$$

排架底部总水平地震作用标准值按式 (1-21) 计算如下：

$$F_{\text{Ek}} = \alpha_1 G_{\text{eq}} = \alpha_1 \times 0.85 \times (G_1 + G_2) = 0.0647 \times 0.85 \times (799.94 + 971.35) = 97.41 \text{ kN}$$

### 4. 排架各质点横向水平地震作用标准值

低跨和高跨屋盖处的横向水平地震作用标准值按式 (1-22) 计算如下：

$$F_1 = \frac{G_1 H_1}{\sum_{j=1}^2 G_j H_j} F_{\text{Ek}} = \frac{799.94 \times 10.4}{799.94 \times 10.4 + 971.35 \times 14.9} \times 97.41 = 35.56 \text{ kN}$$

$$F_2 = \frac{G_2 H_2}{\sum_{j=1}^2 G_j H_j} F_{\text{Ek}} = \frac{971.35 \times 14.9}{799.94 \times 10.4 + 971.35 \times 14.9} \times 97.41 = 61.85 \text{ kN}$$

低跨和高跨吊车梁顶面处由吊车桥架引起的横向水平地震作用标准值按式 (5-15) 计算如下：

$$F_{\text{cr1}} = \alpha_1 G_{\text{cr1}} \frac{h_{\text{cr1}}}{H} = 0.0647 \times 67.28 \times \frac{7.8}{10.4} = 3.26 \text{ kN}$$

$$F_{\text{cr2}} = \alpha_1 G_{\text{cr2}} \frac{h_{\text{cr2}}}{H} = 0.0647 \times 153.34 \times \frac{11.6}{14.9} = 7.72 \text{ kN}$$

各质点水平地震作用示于图 5-82。

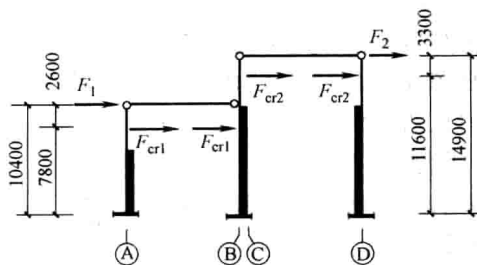


图 5-82 各质点水平地震作用

## 5.7.5 横向水平地震作用效应及与其组合的荷载效应计算

### 1. 横向水平地震作用效应计算

#### (1) 柱顶水平地震作用下 (图 5-83)

在计算横向基本周期时, 已计算出低跨和高跨分别在单位荷载作用下的横梁内力, 利用该结果, 排架在  $F_1$ 、 $F_2$  共同作用下横梁内力为

$$x_1 = x_{11}F_1 + x_{12}F_2 = 0.887 \times 35.56 - 0.159 \times 61.85 = 21.71 \text{ kN}$$

$$x_2 = x_{21}F_1 + x_{22}F_2 = 0.205 \times 35.56 - 0.563 \times 61.85 = -27.53 \text{ kN}$$

排架柱的弯矩图, 柱底剪力见图 5-84。

根据《建筑抗震设计规范》的规定, 本厂房可考虑空间工作和扭转影响调整排架柱的地震剪力和弯矩。查表 5-6, 对于高低跨交接处上柱以外的其他各柱内力均乘以考虑空间工作和扭转影响的效应调整系数 0.9; 对于高低跨交接处上柱各截面, 乘以空间工作影响系数, 其值按下式计算:

$$\eta = \zeta \left( 1 + 1.7 \frac{n_h G_{El}}{n_0 G_{Eh}} \right) = 1 \times \left( 1 + 1.7 \times \frac{1}{2} \times \frac{799.94}{971.35} \right) = 1.70$$

图 5-85 为调整后的排架内力图。

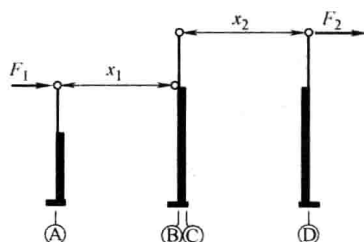


图 5-83 排架柱顶水平地震作用下计算简图

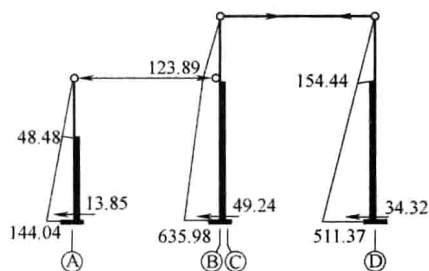


图 5-84 柱顶水平地震作用下排架内力图  
(弯矩:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ , 剪力:  $\text{kN}$ )

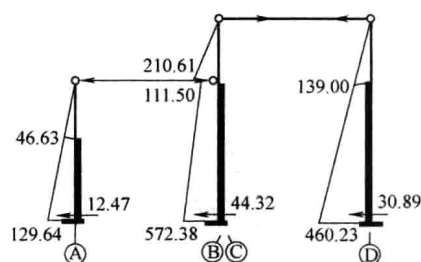


图 5-85 柱顶水平地震作用下考虑空间工作和扭转影响后的排架内力图  
(弯矩:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ , 剪力:  $\text{kN}$ )

#### (2) AB 跨吊车梁顶面 $F_{cr1}$ 作用于 A 柱和 BC 柱 (图 5-86)

$$F_{cr1}/T_{\max} = 3.26/9.25 = 0.352$$

将 AB 跨吊车水平荷载作用下排架内力乘以系数 0.352, 得到排架在 AB 跨  $F_{cr1}$  作用下的内力, 排架柱的弯矩图、柱底剪力见图 5-87。

根据《建筑抗震设计规范》, 对于 A 柱、BC 柱上柱内力应乘以吊车桥架引起的地震剪力和弯矩增大系数。查表 5-8, A 柱上柱内力乘以增大系数 2.0, BC 柱上柱内力乘以增大系数 2.5, 应调整部位调整后的内力示于图 5-88。

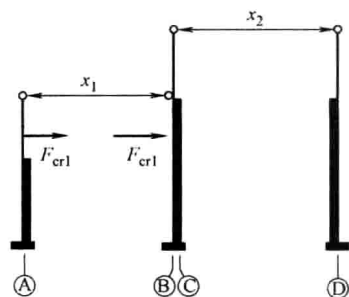


图 5-86 AB 跨吊车梁顶面  $F_{cr1}$  作用于 A 柱和 BC 柱

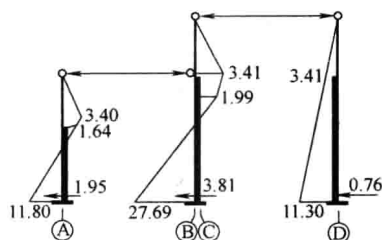


图 5-87 AB 跨吊车梁顶面  $F_{cr1}$  作用于 A 柱和 BC 柱时排架内力图  
(弯矩:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ , 剪力:  $\text{kN}$ )

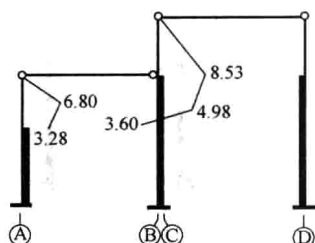


图 5-88 AB 跨吊车梁顶面  $F_{cr1}$  作用于 A 柱和 BC 柱应调整部位调整后的排架内力图  
(弯矩:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ , 剪力:  $\text{kN}$ )

(3) CD 跨吊车梁顶面  $F_{cr2}$  作用于 BC 柱和 D 柱 (图 5-89)

$$F_{cr2}/T_{\max}=7.72/20.28=0.381$$

将 CD 跨吊车水平荷载作用下排架内力乘以系数 0.381, 得到排架在 CD 跨  $F_{cr2}$  作用下的内力, 排架柱的弯矩图、柱底剪力见图 5-90。

根据《建筑抗震设计规范》, 对于 BC 柱、D 柱上柱内力应分别乘以吊车桥架引起的地震剪力和弯矩增大系数 2.5 和 2.0。应调整部位调整后的排架柱内力见图 5-91。

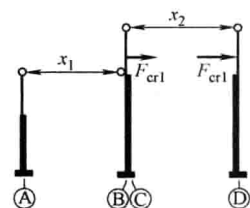


图 5-89 CD 跨吊车梁顶面  $F_{cr2}$  作用于 BC 柱和 D 柱

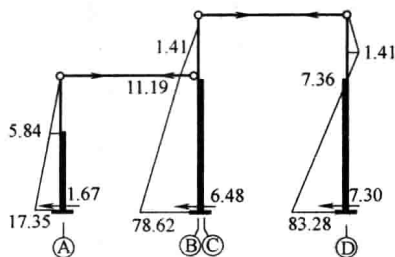


图 5-90 CD 跨吊车梁顶面  $F_{cr2}$  作用于 BC 柱、D 柱时排架内力图  
(弯矩:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ , 剪力:  $\text{kN}$ )

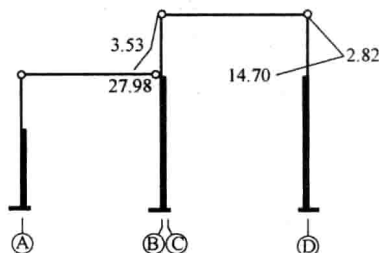


图 5-91 CD 跨吊车梁顶面  $F_{cr2}$  作用于 BC 柱、D 柱时应调整部位调整后的排架内力图  
(弯矩:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ , 剪力:  $\text{kN}$ )

## 2. 与横向水平地震作用效应组合的荷载效应计算

结构自重重力荷载效应见图 5-58。

50%屋面雪荷载与屋面活荷载的比值为:  $0.5 \times 0.38 / 0.5 = 0.38$ , 50%屋面雪荷载作用于 AB、CD 跨时所产生的排架柱内力可利用叠加原理计算。即可由图 5-60 排架柱内力乘以 0.38 加图 5-62 排架柱内力乘以 0.38 得到, 如图 5-92 所示。

其他重力荷载作用下, 排架内力分析与结构自重重力荷载作用下排架内力分析方法相同, 排架柱的弯矩图、轴力图及柱底剪力如图 5-93~图 5-100 所示, 计算过程略。图中弯矩单位为  $\text{kN} \cdot \text{m}$ , 剪力和轴力的单位为  $\text{kN}$ 。

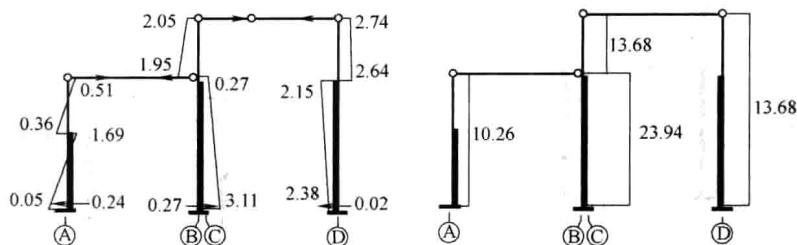


图 5-92 50%屋面雪荷载作用于 AB 和 CD 跨时排架内力图

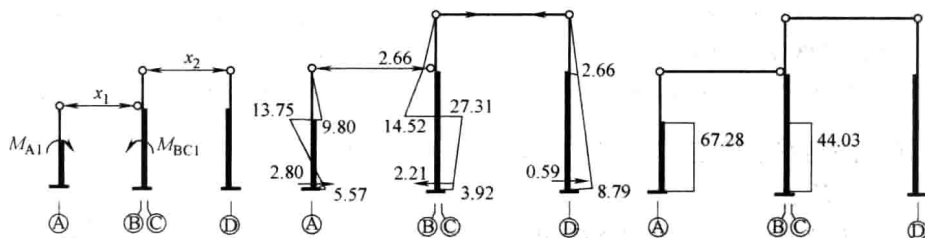


图 5-93 AB 跨一台吊车桥架 (不包括吊重)  $D'_{\max}$  作用于 A 柱,  $D'_{\min}$  作用于 BC 柱时排架内力图

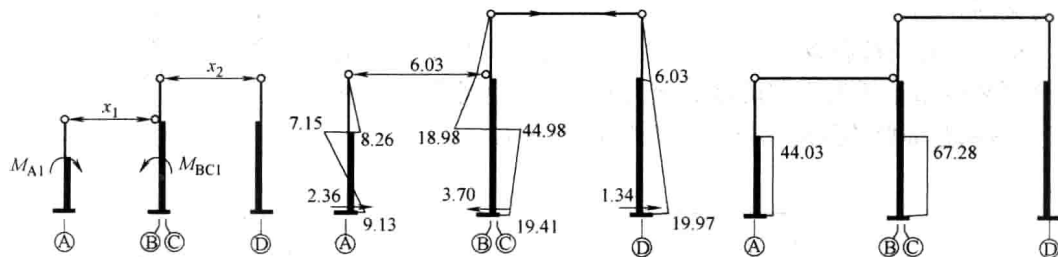


图 5-94 AB 跨一台吊车桥架 (不包括吊重)  $D'_{\min}$  作用于 A 柱,  $D'_{\max}$  作用于 BC 柱时排架内力图

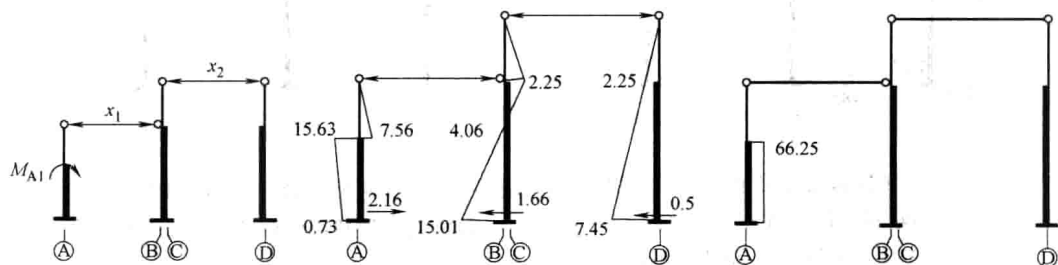


图 5-95 AB 跨一台吊车吊重  $D'_{\max}$  作用于 A 柱时排架内力图

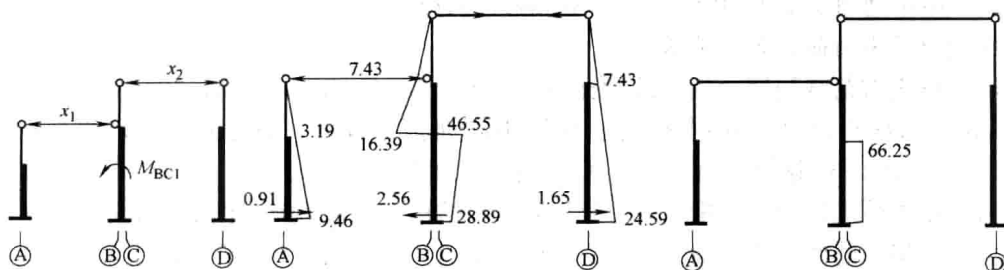


图 5-96 AB 跨一台吊车吊重  $D'_{\max}$  作用于 BC 柱时排架内力图

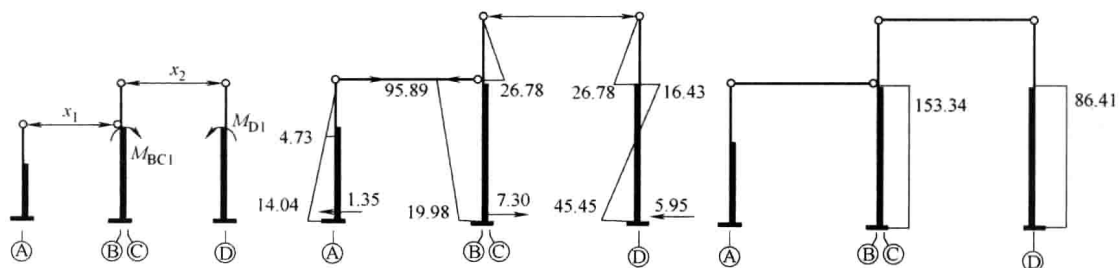


图 5-97 CD 跨一台吊车桥架 (不包括吊重) 竖向荷载  $D'_{\max}$  作用于 BC 柱,  $D'_{\min}$  作用于 D 柱时排架内力图

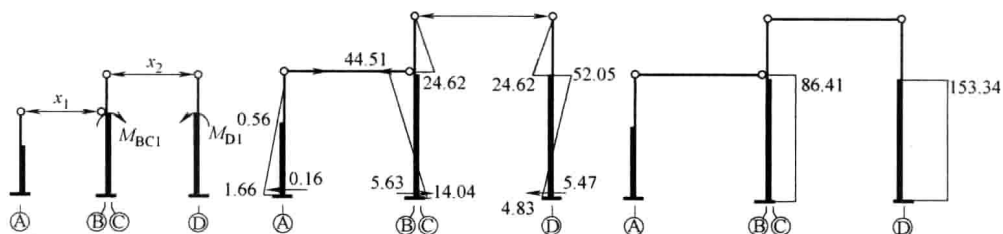


图 5-98 CD 跨一台吊车桥架 (不包括吊重)  $D'_{\min}$  作用于 BC 柱,  $D'_{\max}$  作用于 D 柱时排架内力图

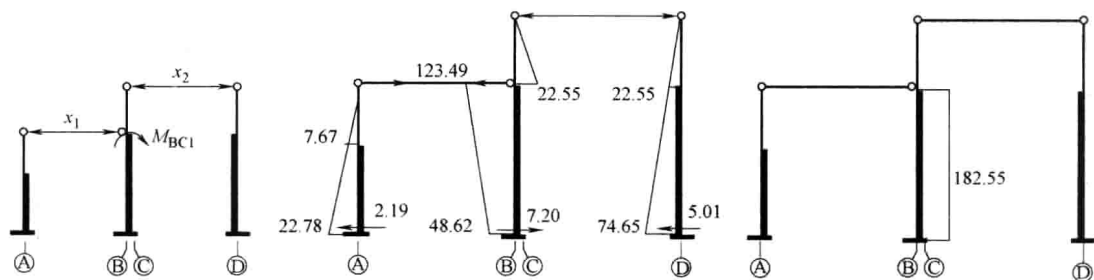


图 5-99 CD 跨一台吊车吊重  $D'_{\max}$  作用于 BC 柱时排架内力图

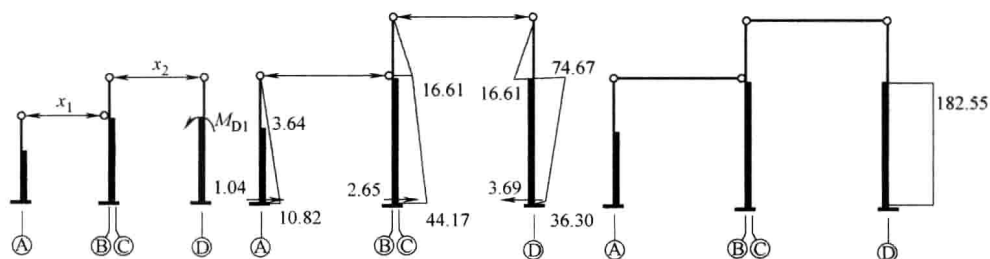


图 5-100 CD 跨一台吊车吊重  $D'_{\max}$  作用于 D 柱时排架内力图  
(弯矩:  $\text{kN} \cdot \text{m}$ , 剪力、轴力:  $\text{kN}$ )

### 3. 内力组合

考虑地震作用时, A 柱控制截面的内力组合值见表 5-25。

#### 5.7.6 柱设计

##### 1. 柱纵向受力钢筋计算

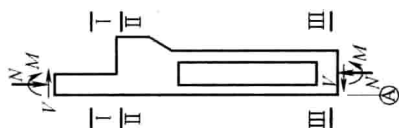
(1) 正截面界限破坏时的轴力设计值  $N_b$



表 5-25 (a)

地震作用下 A 柱内力组合

截面		水平地震作用效应			重力荷载效应														
					内力		AB跨		CD跨	结构自重	0.5雪载	AB跨一台吊车桥架自重		AB跨一台吊车吊重		CD跨一台吊车桥架自重		CD跨一台吊车吊重	
							$F_1, F_2$ 作用于柱顶	$F_{cr1}$ 作用于A柱、BC柱	$F_{cr2}$ 作用于BC柱、D柱			$D'_{max}$ 作用于A柱	$D'_{max}$ 作用于BC柱	$D''_{max}$ 作用于A柱	$D''_{max}$ 作用于BC柱	$D'_{max}$ 作用于BC柱	$D'_{max}$ 作用于D柱	$D''_{max}$ 作用于BC柱	$D''_{max}$ 作用于D柱
I—I	$M_k$	$\pm 43.63$	$\mp 3.28$	$\pm 5.84$	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬					
	$N_k$	0	0	0	224.95	10.26	0	0	0	0	0	0	0	0					
II—II	$M_k$	$\pm 43.63$	$\mp 1.64$	$\pm 5.84$	-25.69	-1.69	13.75	7.15	15.63	-3.19	4.73	0.56	7.67		-3.64				
	$N_k$	0	0	0	255.97	10.26	67.28	44.03	66.25	0	0	0	0	0					
III—III	$M_k$	$\pm 129.64$	$\pm 11.8$	$\pm 17.35$	11.76	0.05	-5.57	-9.13	0.73	-9.46	14.04	1.66	22.78		-10.82				
	$N_k$	0	0	0	288.14	10.26	67.28	44.03	66.25	0	0	0	0	0					
	$V_k$	$\pm 12.47$	$\pm 1.95$	$\pm 1.67$	5.43	0.24	-2.80	-2.36	-2.16	-0.91	1.35	0.16	2.19		-1.04				



注：图中箭头所示方向为内力的正向。

表 5-25 (b)

地震作用下 A 柱内力组合

截面		内 力	S=1.2S <sub>GE</sub> +1.3S <sub>Ehk</sub>						
			+M <sub>max</sub> 及相应的 N、V		-M <sub>min</sub> 及相应的 N、V		N <sub>max</sub> 及相应的 M、V		N <sub>min</sub> 及相应的 M、V
I - I	M		89.75	1.3×(①+②+③)+ 1.2×(④+⑤+⑥+⑧+⑩+⑬)	-74.02	1.3×(①+③)+1.2× (④+⑤+⑩+⑫)	89.75	1.3×(①+③)+1.2× (④+⑤+⑩+⑫)	89.75
	N		282.25		282.25		282.25		
II - II	M		79.46	1.3×(①+②+③)+ 1.2×(④+⑤+⑥+⑧+⑩+⑫)	-100.86	1.3×(①+②+③)+ 1.2×(④+⑤+⑥+⑧+⑩+⑫)	79.46	1.3×(①+③)+1.2× (④+⑤+⑩+⑫)	-100.86
	N		479.71		319.48		479.71		319.48
III - III	M		258.98	1.3×(①+②+③)+ 1.2×(④+⑤+⑥+⑧+⑩+⑫)	-225.56	1.3×(①+②+③)+ 1.2×(④+⑤+⑥+⑧+⑩+⑫)	258.98	1.3×(①+③)+1.2× (④+⑤+⑩+⑫)	249.44
	N		518.32		410.92		518.32		358.08
	V		26.02		-19.09		26.02		29.43

柱混凝土强度等级为 C30,  $E_c=3.00\times10^4\text{ N/mm}^2$ ,  $\epsilon_{cu}=0.0033$ ,  $f_c=14.3\text{ N/mm}^2$ 。纵向受力钢筋采用 HRB 400 级,  $E_s=2.00\times10^5\text{ N/mm}^2$ ,  $f_y=f'_y=360\text{ N/mm}^2$ 。

截面相对界限受压区高度为:

$$\xi_b=\frac{\beta_1}{1+\frac{f_y}{E_s\epsilon_{cu}}}=\frac{0.8}{1+\frac{360}{2.00\times10^5\times0.0033}}=0.518$$

对于设计使用年限 50 年, 混凝土结构的环境类别为一类的情况, 查《混凝土结构设计规范》表 8.2.1, 柱混凝土保护层的最小厚度为  $c=20\text{ mm}$ 。上、下柱均采用对称配筋, 按照箍筋直径为 10mm、纵筋直径为 20mm 考虑, 柱截面有效高度为:

上柱  $h_0=h-c-d_{\text{箍筋直径}}-\frac{d_{\text{纵筋直径}}}{2}=400-20-10-\frac{20}{2}=360\text{ mm}$

下柱  $h_0=h-c-d_{\text{箍筋直径}}-\frac{d_{\text{纵筋直径}}}{2}=800-20-10-\frac{20}{2}=760\text{ mm}$

则大偏心受压和小偏心受压界限破坏时对应的轴向压力设计值  $N_b$  分别为:

上柱 (矩形截面)

$$N_b=\alpha_1 f_c b \xi_b h_0=1.0\times14.3\times400\times0.518\times360=1066665.6\text{ N}=1066.67\text{ kN}$$

下柱 (I 字形截面)

$$\begin{aligned} N_b &= \alpha_1 f_c [b \xi_b h_0 + (b'_i - b) h'_i] \\ &= 1.0 \times 14.3 \times [400 \times 0.518 \times 760 + (400 - 100) \times 162.5] \\ &= 2948974.6\text{ N} = 2948.97\text{ kN} \end{aligned}$$

对于上柱, 当  $N \leq N_b=1066.67\text{ kN}$  时, 为大偏心受压, 反之为小偏心受压。

对于下柱, 当  $N \leq N_b=2948.97\text{ kN}$  时, 为大偏心受压, 反之为小偏心受压。

(2) 选取控制截面最不利内力

荷载作用下的 A 柱内力组合值 (表 5-23) 和地震作用下的 A 柱内力组合值 (表 5-25) 是 A 柱纵向受力钢筋计算的依据。A 柱全部内力组合值汇总于表 5-26。为便于比较, 表中地震作用下的 A 柱内力组合值乘以承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$ , 由表 1-18 查得,  $\gamma_{RE}=0.8$ 。

A 柱内力组合值汇总

表 5-26

控制截面	荷载作用下				地震作用下			
	M	N	V	偏心类型	$\gamma_{RE}M$	$\gamma_{RE}N$	$\gamma_{RE}V$	偏心类型
I—I	55.25	296.40		大偏心	71.80	225.80		大偏心
	-53.20	224.95		大偏心	-59.22	225.80		大偏心
	47.91	307.74		大偏心				
	48.86	330.14		大偏心				
	-42.69	224.95		大偏心				
II—II	72.53	537.36		大偏心	63.57	383.77		大偏心
	-68.31	333.62		大偏心	-80.69	255.58		大偏心
	50.62	598.99		大偏心				
	-63.73	307.16		大偏心				
	53.50	452.94		大偏心				

续表

控制截面	荷载作用下				地震作用下			
	M	N	V	偏心类型	$\gamma_{RE}M$	$\gamma_{RE}N$	$\gamma_{RE}V$	偏心类型
Ⅱ-Ⅱ	-66.37	372.02		大偏心				
	29.21	504.02		大偏心				
	-61.79	345.56		大偏心				
Ⅲ-Ⅲ	188.32	345.77	31.21	大偏心	207.18	414.66	20.82	大偏心
	-141.14	357.58	-14.09	大偏心	-180.45	328.74	-15.27	大偏心
	85.68	688.79	10.19	大偏心	199.55	286.46	23.54	大偏心
	157.95	388.99	25.76	大偏心				
	-112.09	357.58	-9.69	大偏心				
	89.34	637.04	14.39	大偏心				

从表 5-26 中可以看出, 上柱内力组合值均满足  $N \leq N_b = 1066.67\text{kN}$ , 下柱内力组合值均满足  $N \leq N_b = 2948.97\text{kN}$ , 故表中全部内力均为大偏心受压情况。

对于大偏心受压, 当两组内力的弯矩值相差不多时, 轴力值越小则配筋越多; 当两组内力的轴力值相差不多时, 弯矩值越大则配筋越多, 也就是说“弯矩大, 轴力小”的内力组为最不利内力。按照这个原则, 对于表 5-26 中的每一个控制截面, 分别取两两内力组比较, 选出不利的内力。

当计算柱垂直于弯矩作用平面的受压承载力时, 最不利内力为最大轴力。

按上述原则, 选出最不利内力, 见表 5-27。

计算 A 柱纵向受力钢筋时最不利内力 表 5-27

弯矩作用平面	上、下柱		M (kN · m)	N (kN)
弯矩作用平面 受压承载力计算时	上柱		71.80	225.80
	下柱	第 1 组	199.55	286.46
		第 2 组	207.18	414.66
		第 3 组	-180.45	328.74
垂直于弯矩作用平面 受压承载力计算时	上柱		—	330.14
	下柱		—	688.79

(3) 柱计算长度

查表 5-9, 可得上柱和下柱的计算长度为:

排架方向:      上柱       $l_0 = 2.0H_u = 2.0 \times 3.5 = 7.0\text{m}$   
                         下柱       $l_0 = 1.0H_l = 1.0 \times 6.9 = 6.9\text{m}$   
垂直排架方向:   上柱       $l_0 = 1.25H_u = 1.25 \times 3.5 = 4.38\text{m}$   
                         下柱       $l_0 = 0.8H_l = 0.8 \times 6.9 = 5.52\text{m}$

(4) 上柱纵向受力钢筋计算

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{71.80}{225.80} = 0.318\text{m} = 318\text{mm}$$

$$\frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13\text{mm} < 20\text{mm}, \text{取 } e_a = 20\text{mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 318 + 20 = 338\text{mm}$$

$$\zeta = \frac{0.5f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 14.3 \times 400 \times 400}{225.80 \times 10^3} = 5.1 > 1.0, \text{取 } \zeta = 1.0$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{1500 \frac{e_i}{h_0}} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta = 1 + \frac{1}{1500 \times \frac{338}{360}} \times \left( \frac{7000}{400} \right)^2 \times 1 = 1.217$$

$$M = \eta_s M_0 = 1.217 \times 71.80 = 87.38\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$e_i = \frac{M}{N} + e_a = \frac{87.38 \times 10^6}{225.80 \times 10^3} + 20 = 407\text{mm}$$

$$x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b} = \frac{225.80 \times 10^3}{1.0 \times 14.3 \times 400} = 39\text{mm} < 2a'_s = 2 \times 40 = 80\text{mm}$$

取  $x = 2a'_s$ , 并对受压钢筋合力点取矩计算纵筋

$$e' = e_i - \frac{h}{2} + a'_s = 407 - \frac{400}{2} + 40 = 247\text{mm}$$

$$A'_s = A_s = \frac{Ne'_s}{f_y(h - a_s - a'_s)} = \frac{225.80 \times 10^3 \times 247}{360 \times (400 - 40 - 40)} = 484\text{mm}^2$$

选 4  $\Phi$  14 ( $A'_s = A_s = 616\text{mm}^2$ ), 图 5-101 为上柱截面配筋图。

(5) 下柱纵向受力钢筋计算

按第 1 组不利内力计算。

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{199.55}{286.46} = 0.697\text{m} = 697\text{mm}$$

$$\frac{h}{30} = \frac{800}{30} = 27\text{mm} > 20\text{mm}, \text{取 } e_a = 27\text{mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 697 + 27 = 724\text{mm}$$

查 I 形柱截面力学特征表,  $A = 177500\text{mm}^2$ 。

$$\zeta = \frac{0.5f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 14.3 \times 177500}{286.46 \times 10^3} = 4.4 > 1.0, \text{取 } \zeta = 1.0$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{1500 \frac{e_i}{h_0}} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta = 1 + \frac{1}{1500 \times \frac{724}{760}} \times \left( \frac{6900}{800} \right)^2 \times 1 = 1.052$$

$$M = \eta_s M_0 = 1.052 \times 199.55 = 209.93\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$e_i = \frac{M}{N} + e_a = \frac{209.93 \times 10^6}{286.46 \times 10^3} + 27 = 760\text{mm}$$

$$x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b_f} = \frac{286.46 \times 10^3}{1.0 \times 14.3 \times 400} = 50\text{mm} < 2a'_s = 2 \times 40 = 80\text{mm}$$

取  $x = 2a'_s$ , 并对受压钢筋合力点取矩计算纵筋

$$e' = e_i - \frac{h}{2} + a'_s = 760 - \frac{800}{2} + 40 = 400\text{mm}$$

$$A'_s = A_s = \frac{Ne'_s}{f_y(h - a_s - a'_s)} = \frac{286.46 \times 10^3 \times 400}{360 \times (800 - 40 - 40)} = 442\text{mm}^2$$

同理, 按第 2 组不利内力计算,  $A'_s = A_s = 325\text{mm}^2$ ; 按第 3 组不利内力计算,  $A'_s = A_s$

=320mm<sup>2</sup>。选 4Φ14 (A<sub>s</sub>'=A<sub>s</sub>=616mm<sup>2</sup>)，图 5-102 为下柱截面配筋图。

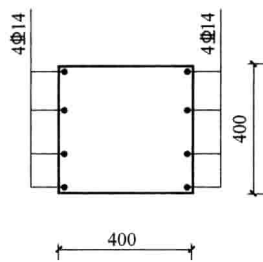


图 5-101 上柱截面配筋图

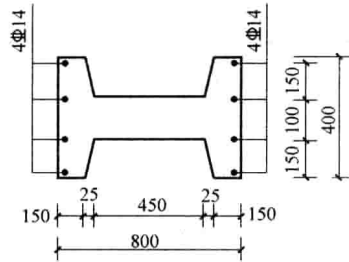


图 5-102 下柱截面配筋图

(6) 垂直于柱弯矩作用平面的受压承载力验算

上柱

$$\frac{l_0}{b} = \frac{4380}{400} = 10.95, \varphi = 0.966$$

$$N_u = 0.9\varphi (f_c A + f_y' A_s') = 0.9 \times 0.966 \times (14.3 \times 400 \times 400 + 360 \times 616 \times 2) \\ = 2374783 \text{ N} = 2374.78 \text{ kN} > N = 330.14 \text{ kN}$$

满足要求。

下柱

查 I 形柱截面力学特征表，最小截面回转半径  $i = 284.6 \text{ mm}$ 。

$$\frac{l_0}{i} = \frac{5520}{284.6} = 19.4, \varphi = 1.0$$

$$N_u = 0.9\varphi (f_c A + f_y' A_s') = 0.9 \times 1.0 \times (14.3 \times 177500 + 360 \times 616 \times 2) \\ = 2683593 \text{ N} = 2683.593 \text{ kN} > N = 688.79 \text{ kN}$$

满足要求。

2. 裂缝控制验算

查《混凝土结构设计规范》3.4.5 条，本厂房钢筋混凝土结构构件的裂缝控制等级为三级， $w_{\text{lim}} = 0.30 \text{ mm}$ 。《混凝土结构设计规范》第 7.1.1 条规定，钢筋混凝土构件的最大裂缝宽度可按荷载准永久组合并考虑长期作用影响的效应计算。

查表 1-9，不上人屋面均布活荷载的准永久值系数  $\psi_q = 0.0$ ；《建筑结构荷载规范》第 5.3.3 条规定，不上人的屋面均布活荷载，可不与雪荷载和风荷载同时考虑；《建筑结构荷载规范》第 8.1.4 条，风荷载的准永久值系数为 0.0；第 6.4.2 条，厂房排架设计时，在荷载准永久组合中可不考虑吊车荷载。于是，荷载准永久组合只有永久荷载项，即表 5-23 中的恒载作用下的内力标准值，列于表 5-28。

A 柱荷载准永久组合

表 5-28

控制截面		荷载准永久组合		$\frac{e_0}{h_0} = \frac{M_k}{N_k h_0}$
上柱	I-I	$M_k$	8.44	0.10
		$N_k$	224.95	

续表

控制截面		荷载准永久组合		$\frac{e_0}{h_0} = \frac{M_k}{N_k h_0}$
下柱	II-II	$M_k$	-25.69	0.13
		$N_k$	255.97	
	III-III	$M_k$	11.76	0.05
		$N_k$	288.14	

注:  $M_k$  单位为  $\text{kN} \cdot \text{m}$ ,  $N_k$  单位为  $\text{kN}$ 。

表中三组内力的相对偏心距均小于 0.55, 可不进行裂缝宽度的验算。

### 3. 牛腿设计

根据吊车梁支承位置及构造要求, 初步拟定牛腿尺寸如图 5-103 所示。

#### (1) 牛腿截面尺寸验算

作用于牛腿顶部按荷载标准组合计算的竖向力值为:

$$F_{vk} = G_{A4} + D_{\max} = 31.02 + 251.24 = 282.26 \text{ kN}$$

作用于牛腿顶部的水平拉力

$$F_{hk} = 0$$

牛腿截面有效高度

$$h_0 = 600 - 20 - \frac{20}{2} = 570 \text{ mm}$$

$$\beta \left( 1 - 0.5 \frac{F_{hk}}{F_{vk}} \right) \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} = 0.8 \times \frac{2.01 \times 400 \times 570}{0.5 + 0} = 733248 \text{ N} = 733.25 \text{ kN} > F_{vk} = 282.26 \text{ kN}$$

故牛腿高度满足要求。

取吊车梁垫板尺寸为  $500 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$

$$\frac{F_{vk}}{A} = \frac{282.26 \times 10^3}{500 \times 400} = 1.41 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_c = 0.75 \times 14.3 = 10.73 \text{ N/mm}^2$$

故牛腿截面尺寸满足局部受压承载力的要求。

#### (2) 牛腿纵向受拉钢筋计算

作用于牛腿顶部的竖向力设计值和水平拉力设计值分别为

$$F_v = 1.2 \times 31.02 + 1.4 \times 251.24 = 388.96 \text{ kN}, F_h = 0$$

$$a < 0.3 h_0, \text{取 } a = 0.3 h_0 = 0.3 \times 570 = 171 \text{ mm}$$

$$A_s \geq \frac{F_v a}{0.85 f_y h_0} + 1.2 \frac{F_h}{f_y} = \frac{388.96 \times 10^3 \times 171}{0.85 \times 360 \times 570} + 0 = 381 \text{ mm}^2$$

选 4  $\Phi 14$  ( $A_s = 616 \text{ mm}^2$ )。

$$0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.45 \times \frac{1.43}{360} = 0.0018$$

$$> 0.002$$

$$\rho = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{616}{400 \times 570} = 0.0027 > 0.0018$$

$$< 0.006$$

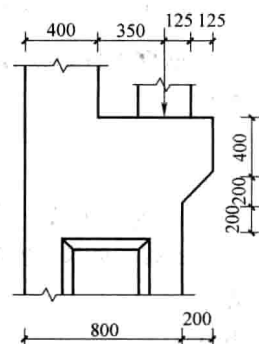


图 5-103 牛腿外形尺寸

故配筋率满足构造要求。

### (3) 牛腿箍筋及弯筋设置

根据构造要求,牛腿水平箍筋选用 $\Phi 8@100$ 。

$\frac{2}{3}h_0 = \frac{2}{3} \times 570 = 380\text{mm}$ ,  $\frac{2}{3}h_0$  范围内有 4 根箍筋,其总水平截面面积为:

$$4 \times 2 \times 50.3 = 402.4\text{mm}^2 > \frac{A_s}{2} = \frac{616}{2} = 308\text{mm}^2$$

故满足构造要求。牛腿  $a/h_0 = 0 < 0.3h_0$ , 可不设弯筋。牛腿配筋如图 5-104 所示。

### 4. 吊装验算

采用翻身起吊,吊点设在牛腿根部,吊装时混凝土达到 100% 设计强度。

#### (1) 计算简图及荷载计算

根据构造要求,取柱插入基础的深度为 800mm。A 柱吊装验算时的计算简图见图 5-105。

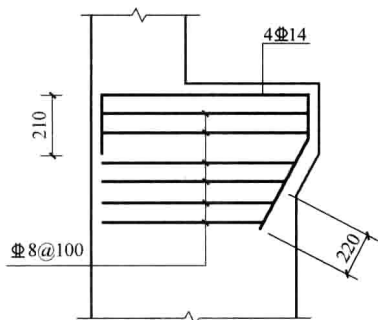


图 5-104 牛腿配筋

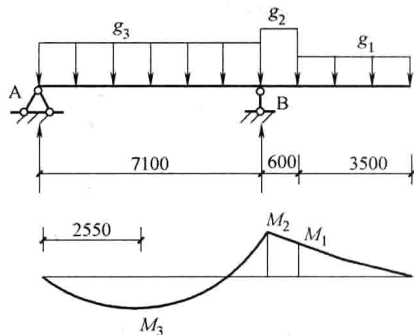


图 5-105 吊装验算时的计算简图和弯矩图

上柱  $g_1 = 1.5 \times 1.2 \times 4 = 7.2\text{kN/m}$

牛腿  $g_2 = 1.5 \times 1.2 \times 25 \times 0.4 \times 1.0 = 18.00\text{kN/m}$

下柱  $g_3 = 1.5 \times 1.2 \times 4.44 \times 1.1 = 8.79\text{kN/m}$

考虑到牛腿根部及柱根部为矩形截面,下柱自重乘以系数 1.1。

#### (2) 内力计算

$$M_1 = \frac{1}{2} \times 7.2 \times 3.5^2 = 44.10\text{kN/m}$$

$$M_2 = 7.2 \times 3.5 \times \left( \frac{1}{2} \times 3.5 + 0.6 \right) + \frac{1}{2} \times 18 \times 0.6^2 = 62.46\text{kN/m}$$

$$\sum M_B = 0, R_A = \frac{1}{7.1} \times \left[ \frac{1}{2} \times 8.79 \times 7.1^2 - 62.46 \right] = 22.41\text{kN}$$

$$M_3 = R_A x - \frac{1}{2} g_3 x^2$$

由  $\frac{dM_3}{dx} = R_A - g_3 x = 0$ , 得下柱最大弯矩截面到 A 端的距离为:

$$x = \frac{R_A}{g_3} = \frac{22.41}{8.79} = 2.55 \text{ m}$$



下柱最大弯矩

$$M_3 = R_A x - \frac{1}{2} g_3 x^2 = 22.41 \times 2.55 - \frac{1}{2} \times 8.79 \times 2.55^2 = 28.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 受弯承载力验算

上柱

$$\begin{aligned} M_u &= f_y A'_s (h_0 - a'_s) = 360 \times 616 \times (360 - 40) = 70963200 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 70.96 \text{ kN} \cdot \text{m} > \gamma_0 M_1 = 0.9 \times 44.10 = 39.69 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

满足要求。

下柱

$$\begin{aligned} M_u &= f_y A'_s (h_0 - a'_s) = 360 \times 616 \times (760 - 40) = 159667200 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 159.67 \text{ kN} \cdot \text{m} > \gamma_0 M_2 = 0.9 \times 62.46 = 56.21 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &> \gamma_0 M_3 = 0.9 \times 28.57 = 25.71 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

满足要求。

(4) 裂缝宽度验算

上柱

$$\begin{aligned} \sigma_{sq} &= \frac{M_q}{0.87 h_0 A_s} = \frac{44.10 \times 10^6 / 1.2}{0.87 \times 360 \times 616} = 190.5 \text{ N/mm}^2 \\ \rho_{te} &= \frac{A_s}{A_{te}} = \frac{616}{0.5 \times 400 \times 400} = 0.0077 < 0.01, \text{取 } \rho_{te} = 0.01 \\ \psi &= 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sq}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.01}{0.01 \times 190.5} = 0.414 \\ w_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sq}}{E_s} \left( 1.9 c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) = 1.9 \times 0.414 \times \frac{190.5}{2.0 \times 10^5} \times \left( 1.9 \times 20 + 0.08 \times \frac{14}{0.01} \right) \\ &= 0.11 \text{ mm} < w_{\lim} = 0.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

裂缝宽度满足要求。

下柱

$$\begin{aligned} \sigma_{sq} &= \frac{M_q}{0.87 h_0 A_s} = \frac{62.46 \times 10^6 / 1.2}{0.87 \times 760 \times 616} = 127.8 \text{ N/mm}^2 \\ \rho_{te} &= \frac{A_s}{A_{te}} = \frac{616}{0.5 \times 100 \times 800 + (400 - 100) \times 162.5} = 0.0090 < 0.01, \text{取 } \rho_{te} = 0.01 \\ \psi &= 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sq}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.01}{0.01 \times 127.8} = 0.078 < 0.2, \text{取 } \psi = 0.2 \\ w_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sq}}{E_s} \left( 1.9 c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) = 1.9 \times 0.2 \times \frac{127.8}{2.0 \times 10^5} \times \left( 1.9 \times 20 + 0.08 \times \frac{14}{0.01} \right) \\ &= 0.04 \text{ mm} < w_{\lim} = 0.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

裂缝宽度满足要求。

## 5. 柱箍筋设置

根据构造要求柱顶以下 500mm、牛腿面以上 1200mm、牛腿面以下 800mm、基础顶面以上 1250mm 配置双肢  $\Phi 8@100$  箍筋, 其他部位配置双肢  $\Phi 8@200$  箍筋。

## 5.7.7 基础设计

根据《建筑地基基础设计规范》第 3.0.1 条规定, 本厂房的地基基础设计等级为丙

级。《建筑地基基础设计规范》第 3.0.2 条规定,对于 6m 柱距单层多跨排架结构地基承载力特征值  $160\text{kN/m}^2 \leq f_{\text{ak}} < 200\text{kN/m}^2$ , 吊车起重量  $20 \sim 30\text{t}$ , 厂房跨度  $l \leq 30\text{m}$  的设计等级为丙级的建筑物可不作地基变形验算,本建筑满足上述要求,故不需要做地基变形验算。

《建筑抗震设计规范》第 4.2.1 条规定,地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层的一般单层厂房可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算。本厂房地基满足上述要求,所以,选取荷载作用下的内力组合值(表 5-23)作为基础设计的依据,基础设计的不利内力汇总于表 5-29。

基础设计的不利内力 表 5-29

		第 1 组内力	第 2 组内力	第 3 组内力	第 4 组内力	第 5 组内力	第 6 组内力
基本组合	$M$	188.32	-141.14	85.68	157.95	-112.09	89.34
	$N$	345.77	357.58	688.79	388.99	357.58	637.04
	$V$	31.21	-14.09	10.19	25.76	-9.69	14.39
标准组合	$M_k$	136.20	-97.45	62.88			
	$N_k$	288.14	337.74	533.16			
	$V_k$	23.07	-8.51	8.06			

### 1. 基础尺寸及埋置深度

基础的底面尺寸根据地基承载力计算确定。基础混凝土强度等级采用 C25, 下设 100mm 厚强度等级为 C10 的素混凝土垫层。

(1) 按照构造要求,初步确定基础尺寸如图 5-106 所示。基础埋置深度为  $0.5+1.1=1.6\text{m}$ 。

(2) 按轴心受压基础初估底面面积

取基础和上部填土的平均重度为  $\gamma_{\text{m}}=20\text{kN/m}^3$ 。对地基承载力特征值不进行基础宽度和埋深的修正,即取  $f_{\text{a}}=f_{\text{ak}}=164\text{kN/m}^2$ 。

$$A \geq \frac{N_{\text{kmax}} + N_{\text{wk}}}{f_{\text{a}} - \gamma_{\text{m}}d} = \frac{533.16 + 241.43}{164 - 20 \times 1.6} = 5.87\text{m}^2$$

适当放大,取  $A = a b = 3.6 \times 2.2 = 7.92\text{m}^2$

(3) 计算基础底面地基反力

图 5-107 所示为上部结构传给基础的弯矩、轴力和剪力,图中方向为正。

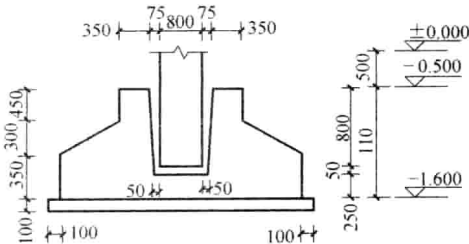


图 5-106 基础外形尺寸

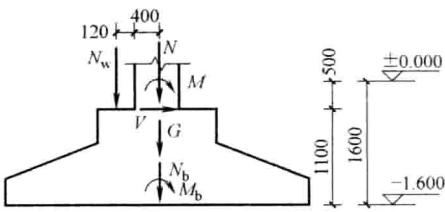


图 5-107 基础荷载

$$e_w = 0.4 + 0.12 = 0.52\text{m}$$

$$G_k = \gamma_m dA = 20 \times 1.6 \times 3.6 \times 2.2 = 253.44 \text{ kN}$$

$$W = \frac{1}{6} ba^2 = \frac{1}{6} \times 2.2 \times 3.6^2 = 4.752 \text{ m}^3$$

基础设计的不利内力标准组合值在基础底面产生的基底压力计算列于表 5-30。

基础底面地基反力标准值计算

表 5-30

	单位	第 1 组内力	第 2 组内力	第 3 组内力
$M_k$	kN · m	136.20	-97.45	62.88
$N_k$	kN	288.14	337.74	533.16
$V_k$	kN	23.07	-8.51	8.06
$N_{bk} = N_k + G_k + N_{wk}$	kN	288.14 + 253.44 + 241.43 = 783.01	337.74 + 253.44 + 241.43 = 832.61	533.16 + 253.44 + 241.43 = 1028.03
$M_{bk} = M_k + V_k h - N_{wk} e_w$	kN · m	136.20 + 23.07 × 1.1 - 241.43 × 0.52 = 36.03	-97.45 - 8.51 × 1.1 - 241.43 × 0.52 = -232.35	62.88 + 8.06 × 1.1 - 241.43 × 0.52 = -53.80
$p_{kmax} = \frac{N_{bk}}{A} \pm \frac{M_{bk}}{W}$ $p_{kmin}$	kN/m <sup>2</sup>	106.45 91.28	154.02 56.23	141.12 118.48

#### (4) 验算地基承载力

$$\frac{p_{kmax} + p_{kmin}}{2} = \frac{141.12 + 118.48}{2} = 129.81 \text{ kN/m}^2 < f_a = 164 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{kmax} = 154.02 \text{ kN/m}^2 < 1.2 f_a = 1.2 \times 164 = 196.80 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{kmin} = 56.23 \text{ kN/m}^2 > 0$$

故地基承载力满足要求。

#### 2. 基础高度验算

基础高度根据柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力计算确定。6 组基础设计的不利内力设计值在基础底面产生的地基净反力计算列于表 5-31。

基础底面地基净反力设计值

表 5-31

	单位	第 1 组内力	第 2 组内力	第 3 组内力	第 4 组内力	第 5 组内力	第 6 组内力
$M$	kN · m	188.32	-141.14	85.68	157.95	-112.09	89.34
$N$	kN	345.77	357.58	688.79	388.99	357.58	637.04
$V$	kN	31.21	-14.09	10.19	25.76	-9.69	14.39
$N_b = N + N_w$	kN	345.77 + 289.72 = 635.49	357.58 + 289.72 = 647.30	688.79 + 289.72 = 978.51	388.99 + 289.72 = 678.71	357.58 + 289.72 = 647.30	637.04 + 289.72 = 926.76
$M_b = M + Vh - N_w e_w$	kN · m	188.32 + 31.21 × 1.1 - 289.72 × 0.52 = 72.00	-141.14 - 14.09 × 1.1 - 289.72 × 0.52 = -307.29	85.68 + 10.19 × 1.1 - 289.72 × 0.52 = -53.77	157.95 + 25.76 × 1.1 - 289.72 × 0.52 = 35.63	-112.09 - 9.69 × 1.1 - 289.72 × 0.52 = -273.40	89.34 + 14.39 × 1.1 - 289.72 × 0.52 = -45.49
$p_{smax} = \frac{N_b}{A} \pm \frac{M_b}{W}$ $p_{smin}$	kN/m <sup>2</sup>	95.39 65.09	146.40 17.06	134.86 112.23	93.19 78.20	139.26 24.20	126.59 107.44

注：表中  $N_w = 1.2 N_{wk} = 1.2 \times 241.43 = 289.72 \text{ kN}$ 。

因为台阶高度（450mm）大于台阶宽度（425mm），所以只需验算变阶处受冲切承载力。变阶处受冲切承载力计算截面示于图 5-108。

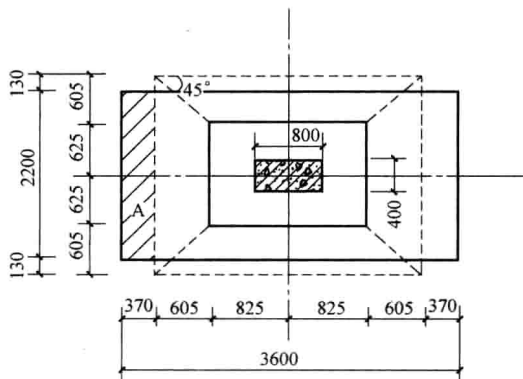


图 5-108 变阶处冲切破坏截面

变阶处截面有效高度  $h_0 = 650 - (40 + 5) = 605\text{mm}$

$$F_l = p_s A = 145.13 \times 0.37 \times 2.2 = 118.14\text{kN}$$

$h = 650\text{mm} < 800\text{mm}$ ，取  $\beta_h = 1.0$ 。

$$b_m = \frac{b_t + b_b}{2} = \frac{625 \times 2 + (625 \times 2 + 605 \times 2)}{2} = 1855\text{mm}$$

$$0.7\beta_h f_t b_m h_0 = 0.7 \times 1 \times 1.43 \times 1855 \times 605 = 1123397\text{N} \\ = 1123.34\text{kN} > 118.14\text{kN}$$

即  $F_l < 0.7\beta_h f_t b_m h_0$ ，基础高度满足受冲切承载力要求。

### 3. 基础底板配筋

#### (1) 柱边及变阶处基础底面地基净反力计算

基础底板配筋计算时长边和短边方向的计算截面如图 5-109 所示。

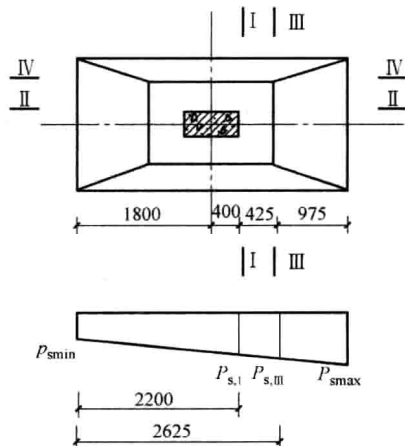


图 5-109 基础底板配筋计算截面

根据表 5-31 的计算结果，选第 2、3、5、6 组内力不利内力设计值计算，柱边及变阶处截面基础底面净反力计算见表 5-32。

柱边及变阶处基础底面地基净反力计算

表 5-32

	第 2 组 内力	第 3 组 内力	第 5 组 内力	第 6 组 内力
$p_{\max}$	146.40	134.86	139.26	126.59
$p_{\min}$	17.06	112.23	24.20	107.44
$p_{s,I} = p_{\min} + \frac{2.2}{3.6} \times (p_{\max} - p_{\min})$	96.10	126.06	94.51	119.14
$p_{s,III} = p_{\min} + \frac{2.625}{3.6} \times (p_{\max} - p_{\min})$	111.37	128.73	108.10	121.40
$\frac{p_{\max} + p_{s,I}}{2}$	121.25	130.46	116.89	122.87
$\frac{p_{\max} + p_{s,III}}{2}$	128.89	131.80	123.68	124.00
$\frac{p_{\max} + p_{\min}}{2}$	81.73	123.55	81.73	117.02

注：表中数据单位为  $\text{kN}/\text{m}^2$ 。

### (2) 柱边及变阶处弯矩计算

$$M_I = \frac{1}{24} \frac{p_{\max} + p_{s,I}}{2} (a - h_c)^2 (2b + b_c) = \frac{1}{24} \times 130.46 \times (3.6 - 0.8)^2 \times (2 \times 2.2 + 0.4) \\ = 201.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{III} = \frac{1}{24} \frac{p_{\max} + p_{s,III}}{2} (a - h_c)^2 (2b + b_c) = \frac{1}{24} \times 131.80 \times (3.6 - 1.65)^2 (2 \times 2.2 + 1.25) \\ = 117.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{II} = \frac{1}{24} \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} (b - b_c)^2 (2a + h_c) = \frac{1}{24} \times 123.55 \times (2.2 - 0.4)^2 \times (2 \times 3.6 + 0.8) \\ = 133.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{IV} = \frac{1}{24} \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} (b - b_c)^2 (2a + h_c) = \frac{1}{24} \times 123.55 \times (2.2 - 1.25)^2 \times (2 \times 3.6 + 1.65) \\ = 41.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### (3) 配筋计算

基础受力筋采用 HPB 300 ( $f_y = 270 \text{ N}/\text{m}^2$ )。长边方向钢筋面积：

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0.9h_0f_y} = \frac{201.56 \times 10^6}{0.9 \times (1100 - 45) \times 270} = 786 \text{ mm}^2$$

$$A_{sIII} = \frac{M_{III}}{0.9h_0f_y} = \frac{117.98 \times 10^6}{0.9 \times (650 - 45) \times 270} = 803 \text{ mm}^2$$

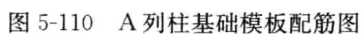
选 12  $\Phi$  10@200 ( $A_s = 942 \text{ mm}^2$ )。

短边方向钢筋面积：

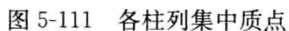
$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0.9h_0f_y} = \frac{133.43 \times 10^6}{0.9 \times (1100 - 45) \times 270} = 520 \text{ mm}^2$$

$$A_{sIV} = \frac{M_{IV}}{0.9h_0f_y} = \frac{41.12 \times 10^6}{0.9 \times (650 - 45) \times 270} = 280 \text{ mm}^2$$

选 19  $\Phi$  8@200 ( $A_s = 956 \text{ mm}^2$ )，基础模板及配筋见图 5-110。



AB 跨吊车吨位较小, 质量全部集中到柱顶, CD 跨在牛腿面处增设一个质点, 见图 5-111。



山墙、抗风柱及柱列纵墙自重见表 5-33, 计算过程从略。

表 5-33

379

$$\begin{aligned}
 G_{A1} &= 1.0(G_{1/2AB} \text{跨屋盖} + 0.5G_{1/2AB} \text{跨雪}) + 0.5G_{A \text{列柱}} + 0.5G_{1/2AB} \text{跨横墙} \\
 &\quad + 0.7G_{A \text{列纵墙柱顶以下}} + 1.0G_{A \text{列纵墙柱顶以上}} + 0.75(G_{1/2AB} \text{跨吊车梁} + G_{1/2AB} \text{跨吊车桥架}) \\
 &= 1.0 \times (0.5 \times 421.90 \times 12 + 0.5 \times 0.5 \times 41.04 \times 12) + 0.5 \times 46.17 \times 13 \\
 &\quad + 0.5 \times 1221.75 + 0.7 \times 1232.28 + 1.0 \times 846 + 0.75 \times (31.04 \times 12 + 132.9 + 35.1) \\
 &= 5679.28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 G_{BC1} &= 1.0(G_{1/2AB} \text{跨屋盖} + 0.5G_{1/2AB} \text{跨雪}) + 0.5G_{BC \text{列下柱}} \\
 &\quad + 0.5(G_{1/2AB} \text{跨横墙} + G_{1/2CD} \text{跨横墙(下部)}) + 0.75(G_{1/2AB} \text{跨吊车梁} + G_{1/2AB} \text{跨吊车桥架}) \\
 &\quad + 1.0(G_{1/2CD} \text{跨吊车梁} + G_{1/2CD} \text{跨吊车桥架}) + 0.5(G_{BC \text{列上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \\
 &= 1.0 \times (0.5 \times 421.90 \times 12 + 0.5 \times 0.5 \times 41.04 \times 12) + 0.5 \times 83.43 \times 13 \\
 &\quad + 0.5 \times (1221.75 + 1423.41) + 0.75 \times (31.02 \times 12 + 132.9 + 35.1) \\
 &\quad + 1.0 \times (43.62 \times 12 + 284 + 110) + 0.5 \times (33.75 \times 13 + 129.95 \times 12) \\
 &= 6841.09 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 G_{BC2} &= 1.0(G_{1/2CD} \text{跨屋盖} + 0.5G_{1/2CD} \text{跨雪}) + 0.5G_{1/2CD} \text{跨横墙(上部)} \\
 &\quad + 0.5(G_{BC \text{列上柱}} + G_{\text{高跨封墙}}) \\
 &= 1.0 \times (0.5 \times 587.95 \times 12 + 0.5 \times 0.5 \times 54.72 \times 12) + 0.5 \times 958.59 \\
 &\quad + 0.5 \times (33.75 \times 13 + 129.95 \times 12) \\
 &= 5170.23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 G_{D1} &= 0.4G_{D \text{列柱}} + 1.0(G_{1/2CD} \text{跨吊车梁} + G_{1/2CD} \text{跨吊桥梁架}) \\
 &= 0.4 \times 111.56 \times 13 + 1.0 \times (43.62 \times 12 + 284 + 110) \\
 &= 1497.55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 G_{D2} &= 1.0(G_{1/2CD} \text{跨屋盖} + 0.5G_{1/2CD} \text{跨雪}) + 0.1G_{D \text{列柱}} + 0.5G_{1/2CD} \text{跨横墙} \\
 &\quad + 0.7G_{D \text{列纵墙柱顶以下}} + 1.0G_{D \text{列纵墙柱顶以上}} \\
 &= 1.0 \times (0.5 \times 587.95 \times 12 + 0.5 \times 0.5 \times 54.72 \times 12) + 0.1 \times 111.56 \times 13 \\
 &\quad + 0.5 \times (1423.41 + 958.59) + 0.7 \times 2663.88 + 1.0 \times 1015.20 \\
 &= 7907.80 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 2. 柱、纵墙及支撑刚度计算

为简化计算，近似取各柱列内所有柱子的刚度为该柱列支撑刚度的 10%。下面计算纵墙和支撑的侧移刚度。

### (1) 纵墙的侧移刚度

纵墙采用 MU10 砖，M2.5 砂浆砌筑，为贴砌墙，墙厚为 240 mm。砌体抗压强度设计值  $f = 1.30 \text{ N/mm}^2 = 1300 \text{ kN/m}^2$ ，砌体的弹性模量  $E = 1390f = 1390 \times 1300 = 1.807 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ ， $Et = 1.807 \times 10^6 \times 0.24 = 0.434 \times 10^6 \text{ kN/m}$ 。

#### 1) A 柱列纵墙

A 柱列纵墙计算简图示于图

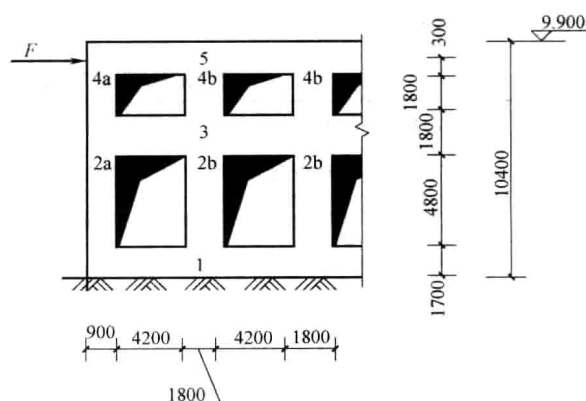


图 5-112 A 柱列纵墙计算简图

5-112, 各墙段刚度计算结果见表 5-34。

A 柱列纵墙墙段刚度

表 5-34

墙段号		$h$ (m)	$b$ (m)	$\rho=\frac{h}{b}$	$K_0=\frac{1}{\rho^3+3\rho}$	$K_i=EtK_0 \quad (\text{kN/m})$		$\delta_i=\frac{1}{K_i}$ (m/kN)
1		1.7	72	0.0236	14.1217	$6.1288 \times 10^6$		$0.1632 \times 10^{-6}$
2	2a	4.8	0.9	5.3333	0.0060	$0.0026 \times 10^6$	$(0.0026 \times 2 + 0.0161 \times 11) \times 10^6 = 0.1823 \times 10^6$	$5.4855 \times 10^{-6}$
	2b	4.8	1.8	2.6667	0.0371	$0.0161 \times 10^6$		
3		1.8	72	0.0250	13.3306	$5.7855 \times 10^6$		$0.1728 \times 10^{-6}$
4	4a	1.8	0.9	2.0000	0.0714	$0.0310 \times 10^6$	$(0.0310 \times 2 + 0.1085 \times 11) \times 10^6 = 1.2555 \times 10^6$	$0.7965 \times 10^{-6}$
	4b	1.8	1.8	1.0000	0.2500	$0.1085 \times 10^6$		
5		0.3	72	0.0042	79.3646	$34.4442 \times 10^6$		$0.0290 \times 10^{-6}$

$$\sum_{i=1}^5 \delta_i = (0.1632 + 5.4855 + 0.1728 + 0.7965 + 0.0290) \times 10^{-6} = 6.6470 \times 10^{-6} \text{ m/kN}$$

A 柱列纵墙刚度为:

$$K_w = \frac{1}{\sum_{i=1}^5 \delta_i} = \frac{1}{6.6470 \times 10^{-6}} = 150440 \text{ kN/m}$$

2) D 柱列纵墙

D 柱列纵墙计算简图示于图 5-113, 各墙段刚度计算结果见表 5-35。

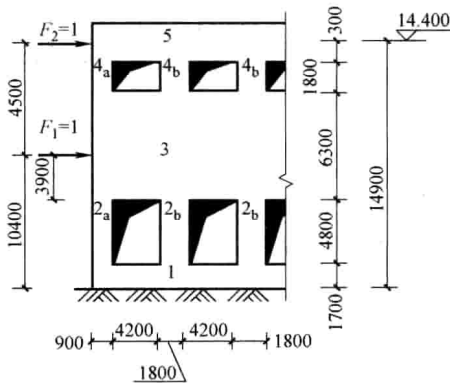


图 5-113 D 柱列纵墙计算简图

D 柱列纵墙墙段刚度

表 5-35

墙段号		$h$ (m)	$b$ (m)	$\rho=\frac{h}{b}$	$K_0=\frac{1}{\rho^3+3\rho}$	$K_i=EtK_0 \quad (\text{kN/m})$		$\delta_i=\frac{1}{K_i}$ (m/kN)
1		1.7	72	0.0236	14.1217	$6.1288 \times 10^6$		$0.1632 \times 10^{-6}$
2	2a	4.8	0.9	5.3333	0.0060	$0.0026 \times 10^6$	$(0.0026 \times 2 + 0.0161 \times 11) \times 10^6 = 0.1823 \times 10^6$	$5.4855 \times 10^{-6}$
	2b	4.8	1.8	2.6667	0.0371	$0.0161 \times 10^6$		
3		6.3	72	0.0875	3.7998	$1.6491 \times 10^6$		$0.6064 \times 10^{-6}$



续表

墙段号	$\frac{h}{b}$ (m)	$\frac{b}{h}$ (m)	$\rho = \frac{h}{b}$	$K_0 = \frac{1}{\rho^3 + 3\rho}$	$K_i = EtK_0$ (kN/m)		$\delta_i = \frac{1}{K_i}$ (m/kN)
4	4a	1.8	0.9	2.0000	0.0714	$0.0310 \times 10^6$	$(0.0310 \times 2 + 0.1085 \times 11) \times 10^6 = 1.2555 \times 10^6$
	4b	1.8	1.8	1.0000	0.2500	$0.1085 \times 10^6$	
5	0.3	72	0.0042	79.3646	$34.4442 \times 10^6$		$0.0290 \times 10^{-6}$

$$\sum_{i=1}^5 \delta_i = (0.1632 + 5.4855 + 0.6064 + 0.7965 + 0.0290) \times 10^{-6} = 7.0806 \times 10^{-6} \text{ m/kN}$$

$$\sum_{i=1}^2 \delta_i = (0.1632 + 5.4855) \times 10^{-6} = 5.6487 \times 10^{-6} \text{ m/kN}$$

$$\sum_{i=1}^3 \delta_i = (5.6487 + 0.6064) \times 10^{-6} = 6.2551 \times 10^{-6} \text{ m/kN}$$

$F_1$  作用点处的侧移近似按线性分布计算:

$$\begin{aligned} \delta_{w11} = \delta_{w21} = \delta_{w12} &= 5.6487 \times 10^{-6} + \frac{3.9}{6.3} \times (6.2551 \times 10^{-6} - 5.6487 \times 10^{-6}) \\ &= 6.0241 \times 10^{-6} \text{ m/kN} \end{aligned}$$

$$\delta_{w22} = \sum_{i=1}^5 \delta_i = 7.0806 \times 10^{-6} \text{ m/kN}$$

$$[\delta_w] = \begin{bmatrix} \delta_{w11} & \delta_{w12} \\ \delta_{w21} & \delta_{w22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.0241 \times 10^{-6} & 6.0241 \times 10^{-6} \\ 6.0241 \times 10^{-6} & 7.0806 \times 10^{-6} \end{bmatrix} \text{ m/kN}$$

$$|\delta_w| = \begin{vmatrix} 6.0241 \times 10^{-6} & 6.0241 \times 10^{-6} \\ 6.0241 \times 10^{-6} & 7.0806 \times 10^{-6} \end{vmatrix} = 6.3645 \times 10^{-12} \text{ m/kN}$$

D 柱列纵墙的刚度为:

$$\begin{aligned} [K_w] &= [\delta_w]^{-1} = \frac{1}{|\delta_w|} \begin{bmatrix} \delta_{w22} & -\delta_{w21} \\ -\delta_{w12} & \delta_{w11} \end{bmatrix} \\ &= \frac{1}{6.3645 \times 10^{-12}} \begin{bmatrix} 7.0806 \times 10^{-6} & -6.0241 \times 10^{-6} \\ -6.0241 \times 10^{-6} & 6.0241 \times 10^{-6} \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} 1.1125 \times 10^6 & -0.9465 \times 10^6 \\ -0.9465 \times 10^6 & 0.9465 \times 10^6 \end{bmatrix} \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (3)$$

(2) 柱间支撑刚度

各柱列柱间支撑布置及支撑选用如图 5-114 所示。

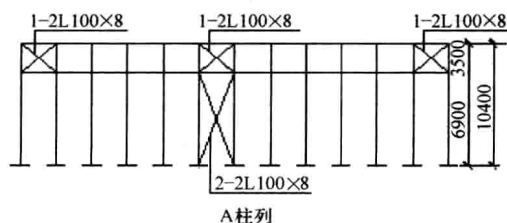


图 5-114 柱间支撑布置

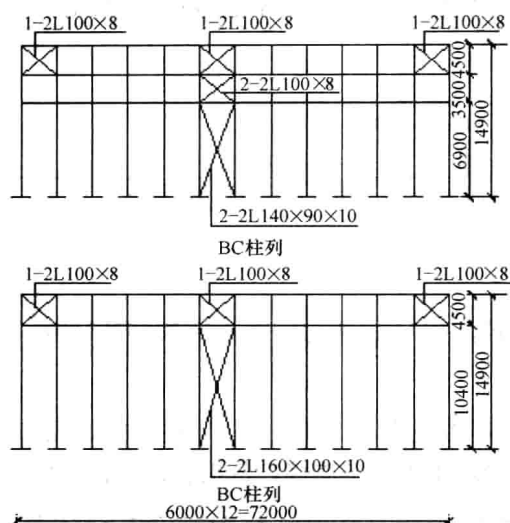


图 5-114 柱间支撑布置 (续)

### 1) A 柱列柱间支撑

A 列柱柱间支撑计算简图见图 5-115, 上、下柱间支撑几何参数和稳定系数计算列于表 5-36。下柱两片支撑之间用直缀条连接, 每根斜杆上设 4 根直缀条。

A 柱列柱间支撑斜杆几何参数和稳定系数计算

表 5-36

	下柱柱间支撑	上柱柱间支撑
支撑布置	1 道 2-2L 110×70×8	3 道 1-2L 100×8
截面面积 $A(\text{m}^2)$	$2 \times 2 \times 1.3944 \times 10^{-3} = 5.578 \times 10^{-3}$	$3 \times 2 \times 1.5638 \times 10^{-3} = 9.383 \times 10^{-3}$
长度 $l(\text{m})$	$\sqrt{5.6^2 + 6.9^2} = 8.89$	$\sqrt{5.6^2 + 3.5^2} = 6.60$
支撑平面内计算长度 $l_0(\text{m})$	$0.5 \times 8.85 = 4.45$	$0.5 \times 6.60 = 3.30$
支撑平面内回转半径 $r(\text{m})$	0.0351	0.0308
长细比 $\lambda$	$4.45 / 0.0351 = 127 < 200$	$3.30 / 0.0308 = 107 < 250$
受压时的稳定系数 $\varphi$	0.402	0.511

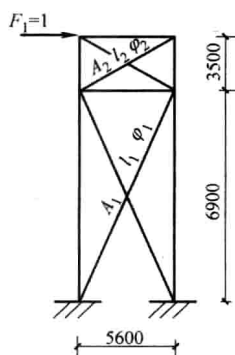


图 5-115 A 柱列柱间支撑计算简图

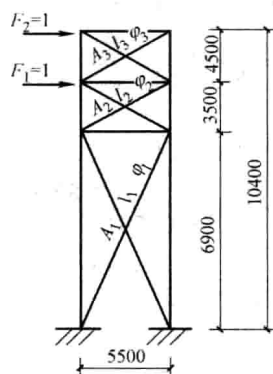


图 5-116 BC 柱列柱间支撑计算简图

表中容许长细比按 8 度 II 类场地确定。钢支撑的弹性模量  $E=2.06 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ 。

支撑柔度:

$$\begin{aligned}\delta_b &= \frac{1}{EL^2} \left[ \frac{l_1^3}{(1+\varphi_1)A_1} + \frac{l_2^3}{(1+\varphi_2)A_2} \right] \\ &= \frac{1}{2.06 \times 10^8 \times 5.6^2} \times \left[ \frac{8.89^3}{(1+0.402) \times 5.578 \times 10^{-3}} + \frac{6.60^3}{(1+0.511) \times 9.38 \times 10^{-3}} \right] \\ &= 1.7046 \times 10^{-5} \text{ m/kN}\end{aligned}$$

支撑刚度:

$$K_b = \frac{1}{\delta_b} = \frac{1}{1.7046 \times 10^{-5}} = 58665 \text{ kN/m}$$

## 2) BC 柱列柱间支撑

BC 柱列柱间支撑计算简图见图 5-116。上、下柱间支撑几何参数和稳定系数计算列于表 5-37。下柱两片支撑之间用直缀条连接, 每根斜杆上设 4 根直缀条。

BC 柱列柱间支撑斜杆几何参数和稳定系数计算

表 5-37

	下柱柱间支撑	中柱柱间支撑	上柱柱间支撑
支撑布置	1 道 2-2L 140×90×10	1 道 2-2L 100×8	3 道 1-2L 100×8
截面积 $A(\text{m}^2)$	$2 \times 2 \times 2.2261 \times 10^{-3}$ $= 8.904 \times 10^{-3}$	$2 \times 2 \times 1.5638 \times 10^{-3}$ $= 6.255 \times 10^{-3}$	$3 \times 2 \times 1.5638 \times 10^{-3}$ $= 9.383 \times 10^{-3}$
长度 $l(\text{m})$	$\sqrt{5.5^2 + 6.9^2} = 8.824$	$\sqrt{5.5^2 + 3.5^2} = 6.519$	$\sqrt{5.5^2 + 4.5^2} = 7.106$
支撑平面内计算长度 $l_0(\text{m})$	$0.5 \times 8.824 = 4.412$	$0.5 \times 6.519 = 3.260$	$0.5 \times 7.106 = 3.553$
支撑平面内回转半径 $r(\text{m})$	0.0447	0.0308	0.0308
长细比 $\lambda$	$4.412/0.0447 = 99 < 200$	$3.260/0.0308 = 106 < 250$	$3.553/0.0308 = 115 < 250$
受压时的稳定系数 $\varphi$	0.561	0.517	0.464

支撑柔度:

$$\begin{aligned}\delta_{b11} &= \delta_{b12} = \delta_{b21} = \frac{1}{EL^2} \left[ \frac{l_1^3}{(1+\varphi_1)A_1} + \frac{l_2^3}{(1+\varphi_2)A_2} \right] \\ &= \frac{1}{2.06 \times 10^8 \times 5.5^2} \times \left[ \frac{8.824^3}{(1+0.561) \times 8.904 \times 10^{-3}} + \frac{6.519^3}{(1+0.517) \times 6.255 \times 10^{-3}} \right] \\ &= 1.2618 \times 10^{-5} \text{ m/kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{b22} &= \frac{1}{EL^2} \left[ \frac{l_1^3}{(1+\varphi_1)A_1} + \frac{l_2^3}{(1+\varphi_2)A_2} + \frac{l_3^3}{(1+\varphi_3)A_3} \right] \\ &= \frac{1}{2.06 \times 10^8 \times 5.5^2} \\ &\quad \times \left[ \frac{8.824^3}{(1+0.561) \times 8.904 \times 10^{-3}} + \frac{6.519^3}{(1+0.517) \times 6.255 \times 10^{-3}} + \right. \\ &\quad \left. \frac{7.106^3}{(1+0.464) \times 9.383 \times 10^{-3}} \right] \\ &= 1.6810 \times 10^{-5} \text{ m/kN}\end{aligned}$$

$$[\delta_b] = \begin{bmatrix} \delta_{b11} & \delta_{b12} \\ \delta_{b21} & \delta_{b22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.2618 \times 10^{-5} & 1.2618 \times 10^{-5} \\ 1.2618 \times 10^{-5} & 1.6810 \times 10^{-5} \end{bmatrix} \text{ m/kN}$$

支撑刚度:

$$|\delta_b| = \begin{vmatrix} 1.2618 \times 10^{-5} & 1.2618 \times 10^{-5} \\ 1.2618 \times 10^{-5} & 1.6810 \times 10^{-5} \end{vmatrix} = 0.5289 \times 10^{-10} \text{ m/kN}$$

$$\begin{aligned} K_b &= [\delta_b]^{-1} = \frac{1}{|\delta_b|} \begin{bmatrix} \delta_{b22} & -\delta_{b21} \\ -\delta_{b12} & \delta_{b11} \end{bmatrix} \\ &= \frac{1}{0.5289 \times 10^{-10}} \begin{bmatrix} 1.6810 \times 10^{-5} & -1.2618 \times 10^{-5} \\ -1.2618 \times 10^{-5} & 1.2618 \times 10^{-5} \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} 3.1783 \times 10^5 & -2.3857 \times 10^5 \\ -2.3857 \times 10^5 & 2.3857 \times 10^5 \end{bmatrix} \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### 3) D 柱列柱间支撑

D 柱列柱间支撑刚度计算与 BC 柱列柱间支撑刚度计算方法相同, 计算结果如下 (计算过程略)。

支撑柔度:

$$[\delta_b] = \begin{bmatrix} \delta_{b11} & \delta_{b12} \\ \delta_{b21} & \delta_{b22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.7556 \times 10^{-5} & 1.7556 \times 10^{-5} \\ 1.7556 \times 10^{-5} & 2.1748 \times 10^{-5} \end{bmatrix} \text{ m/kN}$$

支撑刚度:

$$[K_b] = \begin{bmatrix} 2.9553 \times 10^5 & -2.3857 \times 10^5 \\ -2.3857 \times 10^5 & 2.3857 \times 10^5 \end{bmatrix} \text{ kN/m}$$

### 3. 柱列刚度和柱列柔度

#### (1) A 柱列刚度和柱列柔度

$$K_A = 1.1K_b + K_w = 1.1 \times 58665 + 150440 = 214972 \text{ kN/m}$$

$$\delta_A = \frac{1}{K_A} = \frac{1}{214972} = 0.4652 \times 10^{-5} \text{ m/kN}$$

#### (2) BC 柱列刚度和柱列柔度

$$[K_{BC}] = 1.1[K_b] + [K_w] = 1.1 \times \begin{bmatrix} 3.1783 \times 10^5 & -2.3857 \times 10^5 \\ -2.3857 \times 10^5 & 2.3857 \times 10^5 \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 3.4961 & -2.6243 \\ 2.6243 & 2.6243 \end{bmatrix} \text{ kN/m}$$

$$[\delta_{BC}] = [K_{BC}]^{-1} = \begin{bmatrix} 1.1471 \times 10^{-5} & 1.1471 \times 10^{-5} \\ 1.1471 \times 10^{-5} & 1.5282 \times 10^{-5} \end{bmatrix} \text{ m/kN}$$

#### (3) D 柱列刚度和柱列柔度

$$[K_D] = 1.1[K_b] + [K_w]$$

$$= 1.1 \times \begin{bmatrix} 2.9553 \times 10^5 & -2.3857 \times 10^5 \\ -2.3857 \times 10^5 & 2.3857 \times 10^5 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1.1125 \times 10^6 & -0.9465 \times 10^6 \\ -0.9465 \times 10^6 & 0.9465 \times 10^6 \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 1.4376 \times 10^6 & -1.2089 \times 10^6 \\ -1.2089 \times 10^6 & 1.2089 \times 10^6 \end{bmatrix} \text{ kN/m}$$

$$|K_D| = \begin{vmatrix} 1.4376 \times 10^6 & -1.2089 \times 10^6 \\ -1.2089 \times 10^6 & 1.2089 \times 10^6 \end{vmatrix} = 0.2825 \times 10^{12}$$

$$\begin{aligned}
[\delta_D] &= [K_D]^{-1} = \frac{1}{|K_D|} \begin{bmatrix} K_{D22} & -K_{D21} \\ -K_{D12} & K_{D11} \end{bmatrix} \\
&= \frac{1}{0.2825 \times 10^{12}} \times \begin{bmatrix} 1.2089 \times 10^6 & 1.2089 \times 10^6 \\ 1.2089 \times 10^6 & 1.4376 \times 10^6 \end{bmatrix} \\
&= \begin{bmatrix} 4.2793 \times 10^{-6} & 4.2793 \times 10^{-6} \\ 4.2793 \times 10^{-6} & 5.0888 \times 10^{-6} \end{bmatrix} \text{m/kN}
\end{aligned}$$

#### 4. 厂房纵向基本周期

(1) 按厂房空间作用对质点等效重力荷载进行调整

查表 5-15, 中柱列质量调整系数  $\nu=0.70$ , 调整后各柱列质点等效重力荷载为:

$$G'_{A1} = G_{A1} + (1-\nu)G_{A1} = 5679.28 + (1-0.7) \times 5679.28 = 7383.06 \text{kN}$$

$$G'_{BC1} = \nu G_{BC1} = 0.7 \times 6841.09 = 4788.76 \text{kN}$$

$$G'_{BC2} = \nu G_{BC2} = 0.7 \times 5170.23 = 3619.16 \text{kN}$$

$$G'_{D1} = G_{D1} = 1497.55 \text{kN}$$

$$G'_{D2} = G_{D2} + (1-\nu)G_{D2} = 7907.80 + (1-0.7) \times 7907.80 = 10280.14 \text{kN}$$

(2) 柱列侧移计算

将各柱列作为分离体, 以本柱列各质点调整后的重力荷载代表值作为纵向水平力, 各质点处的侧移为:

$$u_{A1} = G'_{A1} \delta_A = 7383.06 \times 0.4652 \times 10^{-5} = 0.0343 \text{m}$$

$$\begin{aligned}
u_{BC1} &= G'_{BC1} \delta_{BC11} + G'_{BC2} \delta_{BC12} = 4788.76 \times 1.1471 \times 10^{-5} + 3619.16 \times 1.1471 \times 10^{-5} \\
&= 0.0964 \text{m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
u_{BC2} &= G'_{BC1} \delta_{BC21} + G'_{BC2} \delta_{BC22} = 4788.76 \times 1.1471 \times 10^{-5} + 3619.16 \times 1.5282 \times 10^{-5} \\
&= 0.1102 \text{m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
u_{D1} &= G'_{D1} \delta_{D11} + G'_{D2} \delta_{D12} = 1497.55 \times 4.2793 \times 10^{-6} + 10280.14 \times 4.2793 \times 10^{-6} \\
&= 0.0504 \text{m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
u_{D2} &= G'_{D1} \delta_{D21} + G'_{D2} \delta_{D22} = 1497.55 \times 4.2793 \times 10^{-6} + 10280.14 \times 5.0888 \times 10^{-6} \\
&= 0.0587 \text{m}
\end{aligned}$$

(3) 厂房纵向基本周期

$$\begin{aligned}
\Sigma G'_{si} u_i^2 &= 7383.06 \times 0.0343^2 + 4788.76 \times 0.0964^2 + 3619.16 \times 0.1102^2 \\
&\quad + 1497.55 \times 0.0504^2 + 10280.14 \times 0.0587^2 \\
&= 136.3653 \text{kN} \cdot \text{m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Sigma G'_{si} u_i &= 7383.06 \times 0.0343 + 4788.76 \times 0.0964 + 3619.16 \times 0.1102 \\
&\quad + 1497.55 \times 0.0504 + 10280.14 \times 0.0587 = 1792.6276 \text{kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

$$T_1 = 2\psi_T \sqrt{\frac{\Sigma G'_{si} u_i^2}{\Sigma G'_{si} u_i}} = 2 \times 0.8 \times \sqrt{\frac{136.3653}{1792.6276}} = 0.441 \text{s}$$

5. 柱列水平地震作用

本厂房抗震设防烈度为 8 度, 水平地震影响系数  $\alpha_{\max}=0.16$ ; 特征周期  $T_g=0.35\text{s}$ 。取结构阻尼比  $\zeta=0.05$ 。采用底部剪力法计算纵向水平地震作用。

因为厂房纵向自振周期  $T_1=0.441\text{s}$   $\begin{matrix} > T_g=0.35\text{s} \\ < 5T_g=5 \times 0.35=1.75\text{s} \end{matrix}$ , 故可按式 (1-16a) 确

定  $\alpha_1$ , 即:

$$\alpha_1 = \left( \frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left( \frac{0.35}{0.441} \right)^{0.9} \times 0.16 = 0.1300$$

A 柱列水平地震作用:

$$F_{A1} = \alpha_1 G'_{A1} = 0.13 \times 7383.06 = 959.80 \text{ kN}$$

BC 柱列水平地震作用:

$$\begin{aligned} F_{BC1} &= \alpha_1 (G'_{BC1} + G'_{BC2}) \times \frac{G'_{BC1} H_1}{G'_{BC1} H_1 + G'_{BC2} H_2} \\ &= 0.13 \times (4788.76 + 3619.16) \times \frac{4788.76 \times 10.4}{4788.76 \times 10.4 + 3619.16 \times 14.9} \\ &= 524.80 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{BC2} &= \alpha_1 (G'_{BC1} + G'_{BC2}) \times \frac{G'_{BC2} H_2}{G'_{BC1} H_1 + G'_{BC2} H_2} \\ &= 0.13 \times (4788.76 + 3619.16) \times \frac{3619.16 \times 14.9}{4788.76 \times 10.4 + 3619.16 \times 14.9} \\ &= 568.23 \text{ kN} \end{aligned}$$

D 柱列水平地震作用:

$$F_{D1} = \alpha_1 G'_{D1} \frac{h_D}{H_D} = 0.13 \times 1497.55 \times \frac{10.4}{14.9} = 135.89 \text{ kN}$$

$$F_{D2} = \alpha_1 G'_{D2} = 0.13 \times 10280.14 = 1336.42 \text{ kN}$$

#### 6. 构件水平地震作用

仅以 A 柱列为例计算。计算柱列中各构件水平地震作用时, 考虑砖墙开裂后刚度下降, 当设防烈度为 8 度时, 砖墙开裂后刚度降低系数为 0.4。

砖墙开裂后柱列的刚度:

$$K'_A = K_c + K_b + \psi_1 K_w = 0.1 K_b + K_b + \psi_1 K_w = 1.1 \times 58665 + 0.4 \times 150440 = 124708 \text{ kN/m}$$

A 柱列柱、柱间支撑及砖墙在柱顶高度处的水平地震作用分别为:

柱:

$$F_{Ac} = \frac{K_c}{K'_A} F_{A1} = \frac{0.1 \times 58665}{124708} \times 959.80 = 45.15 \text{ kN}$$

柱间支撑:

$$F_{Ab} = \frac{K_b}{K'_A} F_{A1} = \frac{58665}{124708} \times 959.80 = 451.51 \text{ kN}$$

砖围护墙

$$F_{Aw} = \frac{K_w}{K'_A} F_{A1} = \frac{0.4 \times 150440}{124708} \times 959.80 = 463.14 \text{ kN}$$

#### 7. 构件截面抗震验算

仅验算 A 柱列柱间支撑 (图 5-117) 的抗震承载力, 柱、砖墙抗震验算从略。

(1) 斜杆内力

上、下柱间支撑斜杆长细比均小于 200, 可仅进行抗拉验算, 但应考虑压杆的卸载影响。

下柱柱间支撑斜杆拉力:

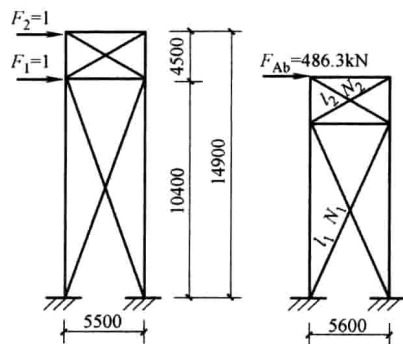


图 5-117 A 柱列柱间支撑计算简图

$$N_1 = \frac{l_1}{(1 + \phi_{c1} \phi_1) S_c} V_{b1} = \frac{8.89}{(1 + 0.57 \times 0.402) \times 5.6} \times 451.51 \times 1.3 = 758.09 \text{ kN}$$

上柱柱间支撑斜杆拉力:

$$N_2 = \frac{l_2}{(1 + \phi_{c2} \phi_2) S_c} V_{b2} = \frac{6.6}{(1 + 0.59 \times 0.511) \times 5.6} \times 451.51 \times 1.3 = 531.53 \text{ kN}$$

(2) 斜杆强度验算

下柱:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} = \frac{758.09}{5.578 \times 10^{-3}} = 135.91 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 = 135.91 \text{ N/mm}^2 < \frac{f}{\gamma_{RE}} = \frac{215}{0.9} = 239 \text{ N/mm}^2$$

满足要求。

上柱:

对于单面连接的单角钢, 按《钢结构设计规范》的规定, 强度设计值应乘以 0.85 的折减系数,  $f = 0.85 \times 215 = 183 \text{ N/mm}^2$ , 则

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{N_2}{A_2} = \frac{531.53}{9.383 \times 10^{-3}} = 56.65 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 \\ &= 56.65 \text{ N/mm}^2 < \frac{f}{\gamma_{RE}} = \frac{183}{0.9} = 203 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

满足要求。

## 参考文献

- [1] 中华人民共和国国家标准. 工程结构可靠性设计统一标准 GB 50153—2008. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [2] 中华人民共和国国家标准. 混凝土结构设计规范 GB 50010—2010. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [3] 中华人民共和国国家标准. 建筑结构荷载规范 GB 50009—2012. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [4] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范 GB 50011—2010. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [5] 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范 GB 50007—2011. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [6] 中华人民共和国国家标准. 高层建筑混凝土结构技术规程 JGJ 3—2010. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [7] 梁兴文, 史庆轩主编. 混凝土结构设计原理. 第二版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [8] 梁兴文, 史庆轩主编. 混凝土结构设计. 第二版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [9] 史庆轩, 梁兴文主编. 高层建筑结构设计. 第二版. 北京: 科学出版社, 2012.
- [10] 梁兴文, 史庆轩主编. 土木工程专业毕业设计指导. 北京: 科学出版社, 2002.
- [11] 龚思礼主编. 建筑抗震设计手册. 第二版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [12] 钱稼茹, 叶列平, 赵作周编著. 高层建筑结构设计. 第二版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [13] 罗福午主编. 单层工业厂房设计. 第二版. 北京: 清华大学出版社, 1990.



责任编辑/王 跃 吉万旺

TUMU GONGCHENG ZHUANYE  
BIYE SHEJI ZHIDAO  
FANGWU JIANZHU  
GONGCHENGJUAN



经销单位：各地新华书店、建筑书店

网络销售：本社网址 <http://www.cabp.com.cn>

中国建筑出版在线 <http://www.cabplink.com>

中国建筑书店 <http://www.china-building.com.cn>

本社淘宝天猫商城 <http://zgjzgyCBS.tmall.com>

博库书城 <http://www.bookuu.com>

图书销售分类：高校教材（V）

ISBN 978-7-112-16557-5



(25390)定价：48.00 元